

МИНИСТЕРСТВО ОБРАЗОВАНИЯ И НАУКИ УКРАИНЫ

**ХАРЬКОВСКИЙ НАЦИОНАЛЬНЫЙ УНИВЕРСИТЕТ
ГОРОДСКОГО ХОЗЯЙСТВА ИМЕНИ А. Н. БЕКЕТОВА**

М. Ф. Бронжаев

**Конспект лекций
по дисциплине**

**ОСНОВАНИЯ, ФУНДАМЕНТЫ
И СПЕЦФУНДАМЕНТЫ**

*(для студентов 4 курса дневной и заочной форм обучения
направления подготовки 6.060101 – «Строительство»)*

Харьков – ХНУГХ – 2014

Бронжаев М. Ф. Конспект лекций по дисциплине «Основания, фундаменты и спецфундаменты» (для студентов 4 курса дневной и заочной форм обучения направления подготовки 6.060101 – «Строительство») / М. Ф. Бронжаев; Харьк. нац. ун-т гор. хоз-ва им. А. Н. Бекетова. – Х.: ХНУГХ, 2014. – 71 с.

Автор: доц. М. Ф. Бронжаев

Рецензент: проф. А. Г. Рудь

Рекомендовано кафедрой механики грунтов, фундаментов
и инженерной геологии, протокол № 5 от 17.12.2013 г.

Введение

Специальные фундаменты – раздел оснований и фундаментов, который изучает наиболее сложные виды фундаментов.

Сложность таких фундаментов может быть связана:

- С применением их под здания и сооружения, имеющие большой вес, размеры (как в плане, так и по высоте);
- Со сложными грунтовыми условиями на строительной площадке под будущим зданием или сооружением;
- С воздействием на фундаменты особого вида нагрузок – динамических или сейсмических;
- С расположением сооружений ниже поверхности земли и испытывающих давление грунта на все сооружение в целом;
- С возведением фундаментов под машины и механизмы в стесненных условиях, действующих промышленных производств;
- С необходимостью проведения реконструкции существующих зданий и пристройки к ним новых;
- С необходимостью возведения специальных опор под большепролетные мосты, путепроводы и др.

Таким образом, к спецфундаментам могут быть отнесены – плитные фундаменты с размерами в плане больше 10х10 м; свайные фундаменты с плитными ростверками с размерами в плане более 10х10 м; фундаменты под машины с динамическими нагрузками (дробильные машины, дробильно-фрезерные машины, вагоноопрокидыватели и т. д.); фундаменты под здания и сооружения, находящиеся в сейсмических районах; фундаментные плиты, а иногда и вся конструкция подпорных стен в целом, фундаментные плиты под тоннели мелкого заложения разного назначения, тоннели метрополитенов, заложённые на глубине десятков, а иногда и более ста метров, как конструкция в целом и др.

В дальнейших наших лекциях мы рассмотрим отдельные виды специальных фундаментов, их конструкцию, способы возведения, расчеты.

Спецфундаменты не являются отдельной отраслью инженерных знаний. Они базируются на таких науках как геология, сопромат, строительная механика, конструкции железобетонные, металлические, механика грунтов, основания и фундаменты, строительные материалы, технология строительного производства. Все базовые положения механики грунтов, оснований и фундаментов справедливы и обязательно применяются для расчетов и конструирования спецфундаментов.

Сплошные железобетонные фундаменты

Конструирование сплошных фундаментов

Когда нагрузки от зданий, сооружений или технологического оборудования столь велики, что использование отдельных, ленточных и даже свайных фундаментов уже недостаточно, должны применяться специальные виды фундаментов, например сплошная железобетонная плита под всем зданием.

Как и ленточные фундаменты, сплошная плита обладает тем ценным свойством, что она способна перераспределять усилия между более податливыми местами и менее податливыми, благодаря чему исключается резкая неравномерность в осадках отдельных частей сооружения. Поэтому применение таких фундаментов является одним из лучших способов для достижения наиболее равномерного распределения нагрузки на слабый неоднородный грунт.

Сплошную фундаментную плиту можно уподобить перевернутому железобетонному перекрытию той или иной конструкции. Нагрузки, передающиеся от стен и колонн, аналогичны реакциям от опор перекрытия, но направлены на обратную сторону, плита работает под действием отпора грунта.

Так как нагрузка здесь действует в обратном направлении, то арматура в средней части пролета должна находиться сверху, а под стенами и колоннами – внизу; нижняя арматура в некоторых случаях (в надколонных полосах) может потребоваться и на всем протяжении плиты.

Сплошные фундаментные плиты могут быть выполнены в виде безбалочных или ребристых (кессонных) конструкций.

При квадратной (или достаточно близкой к ней) сетке колонн сплошную фундаментную плиту можно конструировать как перевернутое безбалочное перекрытие.

При такой конструкции сильно расширяющиеся базы колонн занимают место в подвальном этаже и ухудшают условия его эксплуатации.

При проектировании сплошных плитных фундаментов (например, под силосные корпуса, под башни и пр.) арматура (по предложению Гипротиса) принимается в виде сварных сеток с рабочими стержнями одного направления, укладываемых друг на друга (рис. 1) не более, чем в четырех плоскостях, при чем в соседних сетках рабочие стержни идут в перпендикулярном направлении. Стыки рабочих стержней в каждой плоскости устраивают внахлестку без сварки. Стыки сеток, расположенных в одной горизонтальной плоскости, могут находиться в одном сечении; совпадение же в нескольких плоскостях стыков сеток внахлестку недопустимо. Стыки сеток в нерабочем направлении делают без нахлестки. верхние сетки укладывают на подставки в виде сварных каркасов, продольная арматура которых может быть учтена как рабочая.

В ребристых фундаментных плитах ребра могут выступать вниз или вверх. Продольные и поперечные балки располагаются таким образом, чтобы места их пересечений находились под колоннами.

В фундаментных плитах с ребрами, выступающими вниз, последние должны иметь трапецевидальное поперечное сечение (рис. 2а), чтобы откосы открытых в грунте траншей держались без крепления; опалубка в этом случае не требуется.

При таких плитах пол подвала получается плоский; кроме того, ребра препятствуют скольжению фундаментной плиты, что имеет значение при наклонном напластовании грунта.

Однако обычно применяются сплошные фундаменты с ребрами, обращенными вверх (рис. 2б), в таком случае условия работы неразрезных ребер более выгодны. Так как высота ребер в местах примыкания их к опорам часто не может быть увеличена устройством вутов (увеличивающих заглубление всего фундаментов), то либо делают широкие ребра, либо уширяют их только вблизи промежуточных опор, сохраняя одинаковую высоту по всему пролету.

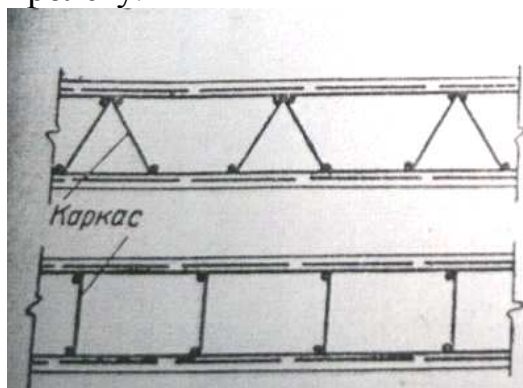


Рис. 1 – Схема армирования сплошных плитных фундаментов

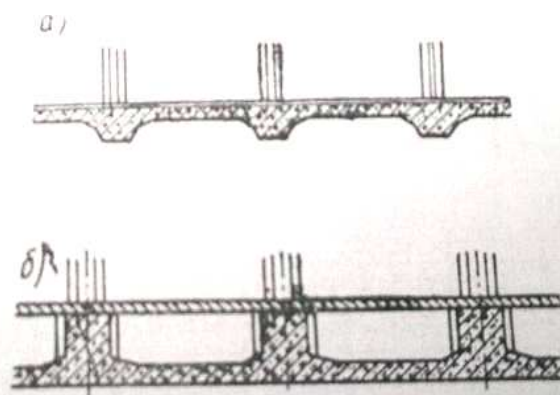


Рис. 2 – Фундаментные плиты
а) с ребрами вниз;
б) с ребрами вверх.

Чтобы получить ровный пол подвала, пространство между ребрами может быть заполнено грунтом, тощим бетоном или при сравнительно небольших расстояниях между ребрами по ним могут быть уложены сборные железобетонные плиты. Сплошные фундаментные плиты с ребрами, обращенными вверх, по сравнению с плитами, имеющими ребра, обращенные

Арматура плиты образована вниз, как правило, имеют общий объем меньше, но, учитывая стоимость земляных работ и опалубки, – обычно более высокую общую стоимость.

На рис. 3 показан пример армирования сварными сетками ребристой фундаментной плиты каркасного многоэтажного здания. Фундамент по всей площади работает от общего изгиба на положительный момент несколькими слоями сеток: в менее напряженных местах двумя продольными и двумя поперечными сетками; а в наиболее напряженных местах – четырьмя продольными и двумя поперечными сетками. Сетки состоят из отдельных полос длиной 12 м по 7 рабочих стержней в каждой. Поперечные (анкерные) стержни по концам приварены на одной стороне снизу, а на другой – сверху; в резуль-

тате при стыковании сеток в рабочем направлении внахлестку рабочие стержни размещаются в одной плоскости.

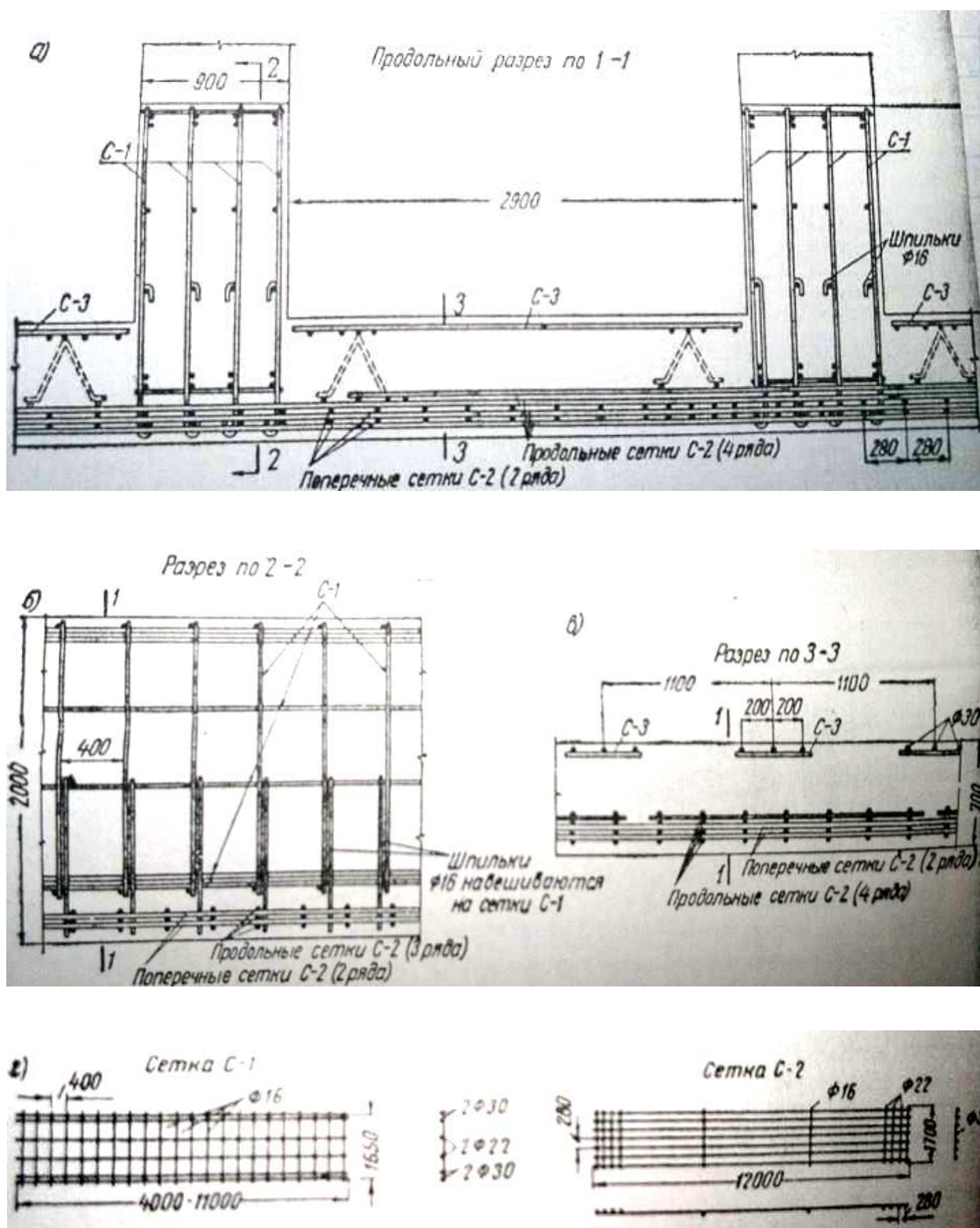


Рис. 3 – Армирование ребристой фундаментной плиты сварными сетками:
 а) продольной разрез плиты; б) поперечный разрез по ребру;
 в) поперечный разрез по плите; г) сетки для армирования ребер и плиты.

На местный изгиб плита армируется верхней арматурой, сгруппированной в сетки с тремя рабочими стрежнями в каждой.

Каждое ребро армируется четырьмя вертикальными сетками, которые объединяются в пространственный каркас приваркой поперечных стержней. Для связи арматуры ребер с нижней арматурой плиты служат шпильки с крюками на концах.

О расчете сплошных фундаментов

Расчет сплошных фундаментных плит сложнее, чем расчет ленточных фундаментов.

Здесь также существует два способа расчета – приближенный способ, предполагающий прямолинейное распределение давления (в частности, равномерное) и «точный» способ расчета плиты, как лежащей на упругом основании.

Предположение о равномерном распределении давления на грунт по подошве плиты редко отвечает действительности, а при больших размерах зданий выполнение этого условия часто совершенно невозможно, особенно когда колонны несут большую временную нагрузку, меняющуюся в зависимости от загрузки отдельных помещений (складских, торговых и пр.). Еще более неопределенными становятся статические условия расчета при сложном плане и различной этажности здания.

При приближенном расчете сплошной ребристой плиты нагрузка, передающаяся на ребро (балку), ограничивается в смежных панелях плиты биссектрисами прямых углов, т.е. нагрузка на балку передается по закону треугольника или трапеции.

В тех случаях, когда фундаментная плита проектируется по типу опрокинутого безбалочного перекрытия и расстояния между колоннами относительно небольшие (например, днища резервуаров), расчет может быть произведен приближенно, как для безбалочного перекрытия, в предположении равномерно распределенной реакции грунта.

Однако при более или менее значительных расстояниях между колоннами, гибкой плите и податливом грунте такое предположение повлекло бы за собой большой перерасход материалов. В этих случаях действительная реакция грунта сосредотачивается у колонн, и расчетные моменты по середине панели по сравнению со случаем равномерно распределенной реакции грунта сильно уменьшаются (на 40% и больше).

Поэтому как безбалочные, так и ребристые фундаментные плиты в ответственных случаях должны рассчитываться как лежащие на упругом основании.

Сплошную плиту можно также рассчитывать с применением методов теории упругости.

Одним из распространенных в практике проектирования методов расчета сплошных фундаментных плит, нагруженных колоннами, является метод, предложенный О. Я. Шехтером, где имеются готовые формулы и таблицы, облегчающие расчет по этому методу.

Наибольшие моменты получаются под колоннами, причем они быстро падают при удалении от них, меняя знак. Моменты для расчета правильнее брать не по оси колонн, а у грани колонны или капители.

Во многих случаях расчет можно производить по упрощенному приему, рассчитывая сначала плиту в продольном направлении как широкую балку, пренебрегая изгибом в поперечном направлении, а затем в поперечном направлении, вырезая полосу шириной 1 м. На основе второго расчета вносят поправки в первоначальные данные, принимая во внимание неравномерность нагрузки на основание не только в продольном, но и в поперечном направлении.

Подбор сечения плиты и арматуры производится обычным путем. Однако в тех случаях, когда имеется опасность коррозии арматуры (высокий уровень грунтовых вод), подбор сечения следует производить с учетом ограниченного раскрытия трещин при эксплуатационных нагрузках.

При расчете сплошных фундаментных плит, как и лент, необходимо помнить, что собственный их вес, непосредственно уравниваемый равным ему отпором грунта, в расчете плиты на изгиб не учитывается.

В настоящее время расчет сплошных фундаментных плит значительно упростился благодаря использованию различных компьютерных программ.

На нашей кафедре используется один из таких программных комплексов, а именно «МОНОМАХ».

Проектирование фундаментной плиты на естественном основании с помощью программ «Грунт» и «Плита» включает в себя:

1. Формирование пространственной грунтовой модели основания.
2. Выполнение расчета фундаментной плиты на естественном основании;
3. Формирование результатов расчета, а именно:
 - Получение картины прогибов и выгибов фундаментной плиты;
 - Получение картины распределения изгибающих моментов и поперечных сил по всей площади плиты;
 - Получение необходимых диаметров рабочей арматуры, принятой с определенным шагом в двух противоположных направлениях, как верхней, так и нижней;
 - Получение необходимых диаметров поперечной арматуры по всей площади плиты;
 - Оформление результатов расчета в пояснительной записке.

Для удобства пользования этой программой преподавателями нашей кафедры в 2012 году было издано «Учебное пособие по расчету фундаментов с использованием программного комплекса «МОНОМАХ».

В этом же пособии подробно приводится последовательность расчета фундаментных плит на свайном поле. Этот вопрос является особенно актуальным для районов строительства зданий и сооружений с большими нагрузками на слабых грунтах, где становится невозможным применение плит на естественном основании.

Расчет и проектирование фундаментов машин и оборудования с динамическими нагрузками

Основные положения расчета

Фундаменты машин и оборудования с динамическими нагрузками должны рассчитываться на действие статических и динамических нагрузок и проектироваться таким образом, чтобы обеспечить нормальную работу установленных на них машин и технологического оборудования, а также исключить вредное воздействие вибраций на расположенные вблизи строительные конструкции, оборудование и аппаратуру, обеспечить допустимый уровень вибраций, соответствующий требованиям санитарных норм. При этом фундаменты должны быть экономичными и соответствовать современной технологии производства работ.

Статические нагрузки состоят из веса фундамента и грунта на обрезах фундамента, веса машины и вспомогательного оборудования.

Динамические нагрузки, вызываемые действием неуравновешенных сил и моментов, возникающих при возвратно-поступательном, вращательном и тому подобном движении масс машины, ударами движущихся или падающих частей, могут быть либо периодическими (неуравновешенные силы инерции, величина и направление которых определяются законами изменения во времени их главного вектора и главного момента), либо импульсными, ударными, представляющими собой отдельные или действующие один за другим удары, толчки и т.п., либо случайными. Периодические нагрузки возникают при работе большинства современных машин с установившимся движением (периодического действия) — машин с вращающимися частями, с кривошипно-шатунными механизмами, дробилок и др. Импульсные, ударные и случайные нагрузки возникают при работе машин с неустановившимся движением (непериодического действия) — кузнечно-прессового оборудования, копровых бойных площадок, мельниц и др.

Различают длительные и кратковременные динамические нагрузки. К длительным относятся нагрузки, возникающие при продолжительной работе машин в рабочем режиме, многократные импульсные, ударные и случайные нагрузки. К кратковременным относятся одиночные импульсы, кратковременные перегрузки в аварийных режимах, нагрузки, возникающие при переходе через резонанс во время пуска или остановки машины, и пр.

Значения динамических и частично статических нагрузок, как правило, даются заводом-изготовителем в техническом задании на проектирование фундамента. В техническом задании должны быть указаны:

- величины нормативных статических нагрузок от машин и вспомогательного оборудования (общие и отдельно для неподвижных и движущихся частей машины) с указанием координат точек их приложения и направления их действия; при наличии перемещающихся частей — предельные положения их перемещения;

- данные об амплитудах, частотах, фазах, местах приложения и направлениях действия динамических нагрузок.

При отсутствии указанных данных в задании на проектирование динамические нагрузки допускается определять по формулам главы СНиП «Фундаменты машин с динамическими нагрузками» или «Инструкции по определению динамических нагрузок от машин, установленных на перекрытиях промышленных зданий».

Фундаменты машин и их основания рассчитываются по двум группам предельных состояний: по первой группе — по несущей способности, по второй группе — по деформациям (колебаниям, прогибам, осадкам), затрудняющим нормальную эксплуатацию установленных на этих фундаментах машин и оборудования или соседних объектов, чувствительных к вибрациям.

По первой группе предельных состояний выполняется:

- проверка среднего статического давления под подошвой для фундаментов на естественном основании или несущей способности основания для свайных фундаментов; эта проверка производится для всех без исключения типов машин;

- расчет прочности отдельных элементов конструкции фундамента; расчет выполняется для отдельных элементов рамных и стенчатых фундаментов, а также для отдельных сечений массивных фундаментов, ослабленных отверстиями или выемками;

- определение (в некоторых случаях) реакции основания (сила реакции и реактивный момент).

Расчет фундаментов по второй группе предельных состояний включает:

- определение амплитуд колебаний фундаментов или отдельных их элементов; расчет производится в соответствии с главой СНиП «Фундаменты машин с динамическими нагрузками. Нормы проектирования» в случаях, указанных в этой главе, и является определяющим при проектировании фундаментов машин с динамическими нагрузками;

- определение осадок и деформаций (прогибов, крена и т.п.) фундаментов или их элементов; эти расчеты выполняются в отдельных случаях для ответственных сооружений (например, фундаментов турбоагрегатов, фундаментов станков) при наличии в задании на проектирование технологических требований, ограничивающих перемещения и деформации фундаментов для обеспечения нормальной эксплуатации оборудования.

Расчет по первой группе предельных состояний.

Проверка среднего статического давления под подошвой для фундаментов на естественном основании

При проверке среднего статического давления под подошвой фундамента учитываются только статические нагрузки. Влияние динамических нагрузок учитывается коэффициентами условий работы грунтов основания γ_{cl} и γ_{cII} зависящими от величины и характера динамического воздействия, типа грунта и других факторов.

Таблица 1 – значения коэффициентов γ_{c0} и γ_{c1}

Машины	γ_{c0}	γ_{c1}
С вращающимися частями	0,8	0,7* 1,0
С кривошипно-шатунными механизмами	1,0	0,6* 1,0
Кузнечные молоты	0,5	0,8** 1,0
Формовочные машины литейного производства и производства сборного железобетона	0,5	0,7** 1,0
Дробилки (щековые, конусные, молотковые)	0,8	0,7* 1,0
Прессы	1,0	1,0
Мельничные установки	0,8	0,7* 1,0
Прокатное оборудование	1,0	1,0

Примечание. Цифры, отмеченные звездочкой, относятся к мелким и пылеватым водонасыщенным пескам и глинистым грунтам текучей консистенции; цифры, отмеченные двумя звездочками, — ко всем водонасыщенным пескам, к мелким и пылеватым маловлажным пескам и глинистым грунтам текучей консистенции; не отмеченные цифры — ко всем грунтам.

Фундаменты машин с динамическими нагрузками проектируются, как правило, достаточно жесткими, причем общий центр тяжести проектируемого фундамента, машины, засыпки грунта на обрезах и выступах фундамента и центр тяжести площади подошвы фундамента обычно располагаются на одной вертикали. Допускаемый эксцентриситет не должен превышать 3 % размера стороны подошвы фундамента, в направлении которой происходит смещение центра тяжести, для грунтов с расчетным сопротивлением $R_0 \leq 150$ кПа и 5 % для грунтов с $R_0 > 150$ кПа. Поэтому проверка среднего статического давления под подошвой фундамента при устройстве фундаментов на естественном основании производится в большинстве случаев как при центральном сжатии по формуле

$$p \leq \gamma_{c0}\gamma_{c1}R,$$

где p — среднее давление на основание под подошвой фундамента от расчетных статических нагрузок (вес фундамента, грунта на его обрезах, машины и вспомогательного оборудования с коэффициентом перегрузки $n = 1$); γ_{c0} — коэффициент условий работы грунтов основания, учитывающий характер динамических нагрузок и ответственность машины (табл. 1); γ_{c1} — коэффициент условий работы грунтов основания, учитывающий возможность возникновения длительных деформаций при действии динамиче-

ских нагрузок (см. табл. 9.1); R — расчетное сопротивление основания, определяемое с учетом размеров и глубины заложения фундамента.

Проверка несущей способности свайных фундаментов

Расчет свайных фундаментов машин по несущей способности грунтов основания производится на основное сочетание нагрузок, при этом расчетная несущая способность грунтов основания одиночной сваи F_d определяется с учетом динамических воздействий. Для свай-стоек и висячих свай эта величина определяется по формуле

$$F_d = \gamma_p \gamma_{1p} F_s,$$

где F_s — несущая способность сваи в статических условиях, определяемая в зависимости от вида свай и грунтовых условий; γ_p , γ_{1p} — коэффициенты условий работы грунтов основания, принимаемые для висячих свай $\gamma_p = 0,8$, для свай-стоек $\gamma_p = 1$; при прорезании висячими сваями рыхлых песков любой крупности и влажности, мелких и пылеватых водонасыщенных песков и глинистых грунтов с показателем текучести $I_L > 0,6$ коэффициент $\gamma_{1p} = 0,7$; при опирании висячих свай на такие грунты γ_{1p} следует определять по результатам испытаний динамической нагрузкой; для остальных видов в состояний грунтов, а также для свай-стоек $\gamma_{1p} = 1$.

Расчет прочности элементов конструкции фундамента

Расчет прочности производится для отдельных, подвергающихся действию динамических нагрузок элементов рамных и стенчатых фундаментов (стоек и ригелей рам, балок, стен, плит, консольных выступов), фундаментов плитного или балочного типа, а также отдельных сечений массивных фундаментов, ослабленных отверстиями и выемками. Расчет производится по общим правилам, изложенным в главе СНиП «Бетонные и железобетонные конструкции», на расчетные нагрузки от веса фундамента, машины, вспомогательного оборудования и засыпки грунта, а также на расчетные статически действующие нагрузки, эквивалентные максимально возможному воздействию машины.

Статические нагрузки, включающие постоянно действующие нагрузки от веса фундамента, машины, вспомогательного оборудования и засыпки грунта, определяются как произведение нормативных значений нагрузок на коэффициент перегрузки n .

Нагрузки, заменяющие динамическое действие движущихся частей машины или представляющие собой какой-либо особый вид силового воздействия (например, тягу вакуума, момент короткого замыкания), определяются по формуле

$$F_d = n\eta F_n,$$

где n и η — коэффициенты перегрузки и динамичности (табл. 2); F_n — нормативное значение динамической нагрузки, соответствующее нормальному эксплуатационному режиму работы машины и принимаемое по заданию на проектирование, или по главе СНиП 2.02.05-87 «Фундаменты машин с динамическими нагрузками».

Таблица 2 – Значения коэффициентов перегрузки и динамичности

Машины	n	η_h	η_v
Машины с вращающимися частями при частоте вращения, мин ⁻¹			
менее 500	4	2	3
от 500 до 1500	4	2	6
свыше 1500	4	2	10
Машины с кривошипно-шатунными механизмами	2	1	1
Дробилки щековые и конусные	1,3	1,2	
Дробилки молотковые	4	1	
Прокатное оборудование	1,2	2	

Примечание. η_h , η_v — коэффициенты динамичности для определения горизонтальных и вертикальных расчетных динамических нагрузок.

Расчет по второй группе предельных состояний

Основным требованием, предъявляемым к фундаментам машин при их проектировании и выборе размеров, является соблюдение условия, чтобы амплитуды колебаний фундамента или отдельных его элементов не превышали допускаемых, принимаемых по главе СНиП 2.02.05-87 «Фундаменты машин с динамическими нагрузками» (табл. 3) или в соответствии с заданием на проектирование фундамента.

Расчет колебаний производится на действие расчетных динамических нагрузок, определяемых как произведение нормативной динамической нагрузки на коэффициент перегрузки $n = 1$.

Расчетная схема массивного фундамента под машину при расчете колебаний представляется в виде твердого тела, опирающегося на пружины и демпферы. Масса твердого тела принимается равной сумме масс фундамента и машины, а для свайных фундаментов добавляется также и часть массы свай. Податливость пружин моделирует податливость основания фундамента. Предполагается, что сопротивление пружин пропорционально перемещению фундамента, тем самым пружины характеризуют только одним параметром — коэффициентом жесткости. Принимается также, что силы демпфирования пропорциональны скорости колебаний фундамента. В соответствии с такой расчетной схемой вынужденные вертикальные колебания фундамента описываются дифференциальным уравнением

$$m\ddot{z} + B_z\dot{z} + k_z z = F_z e^{i\omega t}$$

Вынужденные горизонтально-вращательные колебания фундамента описываются системой дифференциальных уравнений:

Таблица 3 – Допускаемые амплитуды колебаний фундаментов

Машины	A_{adm} , мм
Машины с вращающимися частями при частоте вращения, мин ⁻¹ менее 500 от 500 до 750 от 750 до 1000 свыше 1000	0,2 0,15 0,1 По заданию на проектирование
Машины с кривошипно-шатунными механизмами при частоте вращения, мин ⁻¹ : более 600 от 600 до 400 от 400 до 200 менее 200	0,1/0,05 0,1—0,15/0,07 0,15—0,25/0,1 0,25 (0,3) */0,15
Дробилки (щековые, конусные, молотковые)	0,3
Кузнечные молоты	0,8**; 1,2
Прессы	0,25
Формовочные машины литейного производства	0,5
Формовочные машины производства сборного железобетона	По санитарным нормам
Мельничные установки	0,1

* Для фундаментов высотой более 5 м.

** При возведении фундаментов на всех водонасыщенных песках, а также на мелких и пылеватых маловлажных песках.

Примечания: 1. Для машин с кривошипно-шатунными механизмами значения амплитуд, приведенные перед чертой, относятся к I гармонике, за чертой — ко II гармонике.

2. Для промежуточных значений частоты вращения допускаемая амплитуда определяется интерполяцией.

$$\left. \begin{aligned} m\ddot{x} + B_x(\dot{x} - h_1\dot{\varphi}) + k_x(x - h_1\varphi) &= F_x e^{i\omega t}; \\ \theta\ddot{\varphi} - B_x h_1(\dot{x} - h_1\dot{\varphi}) - k_x h_1(x - h_1\varphi) + \\ + B_\varphi \dot{\varphi} + (k_\varphi - mgh_1)\varphi &= Me^{i\omega t} \end{aligned} \right\}$$

где m — масса установки (фундамента, машины, грунта) на обрезах фундамента; θ — момент инерции массы установки относительно оси враще-

ния; B_z, B_x, B_φ — коэффициенты демпфирования основания для вертикальных, горизонтальных и вращательных колебаний; k_z, k_x, k_φ — коэффициенты жесткости основания при упругом равномерном сжатии, равномерном сдвиге и неравномерном сжатии; z, x, φ — соответственно вертикальные и горизонтальные смещения центра тяжести установки и угол поворота фундамента относительно оси, проходящей через центр тяжести установки перпендикулярно плоскости колебаний; h_1 — расстояние от общего центра тяжести установки до подошвы фундамента; F_z, F_x, M — вертикальная и горизонтальная составляющие возмущающих сил и момент от возмущающих сил относительно оси, проходящей через центр тяжести установки перпендикулярно плоскости колебаний; ω — угловая частота вращения машины, с^{-1} ; угловая частота вращения машины связана с периодом T , с , и частотой f , Гц . формулой $\omega = 2\pi f = 2\pi / T$.

Дифференциальные уравнения свободных колебаний системы соответствуют уравнениям при $F_z = F_x = M = 0$

Конструирование фундаментов машин с динамическими нагрузками

По характеру динамического воздействия различают машины периодического и непериодического действия.

К первой группе относятся машины равномерного вращения (турбогенераторы, турбокомпрессоры, турбовоздуходувки, турбонасосы, электрогенераторы, моторгенераторы, электродвигатели) и равномерного вращения, связанного с возвратно-поступательным движением кривошипно-шатунного механизма (компрессоры, дизели, лесопильные рамы).

Ко второй группе относятся машины неравномерного вращения или возвратно-поступательного движения (вроде приводных электродвигателей прокатных станов) и машины возвратно-поступательного движения, завершающегося одиночным или групповыми ударами (ковочные или штамповочные молоты, копры для дробления скрапа).

По конструктивному признаку фундаменты подразделяют на массивные, стеновые и рамные (рис. 4).

Массивные фундаменты конструируют с необходимыми выемками и отверстиями для отдельных частей оборудования и колодцами для анкерных болтов.

Фундаменты стенового типа образуются из нижней плиты и жестко соединенных с ней вертикальных стен продольного или поперечного направления. Стены могут быть связаны между собой балками или диафрагмами.

Фундаменты рамного типа имеют вид каркаса из ригелей и стоек, стоящего на фундаментной плите.

Фундаменты должны удовлетворять условиям прочности и устойчивости.

Фундаменты выполняют из бетона класса не ниже В 12,5 с применением арматуры классов А-I—А-III (А240С, А400С).

Массивные и стеновые фундаменты армируют только по поверхности, а также в местах ослабления отверстиями или приложения сосредоточенных усилий. Рамные фундаменты армируют как стойки и ригели по нормам проектирования железобетонных конструкций.

Фундаменты под оборудование часто выполняют монолитными, армируют сварными сетками и каркасами, опалубку делают из железобетонных тонких плит, которые впоследствии оставляют в составе конструкции фундамента.

Фундамент под турбоагрегаты

Кроме статических нагрузок от массы оборудования, фундаменты воспринимают динамические усилия, возникающие во время работы оборудования. различают монолитные. Сборно-монолитные, сборные, рамные фундаменты (рис 5 а,б). Фундаменты выполняют по чертежам проектных организаций. Размеры и массу фундамента, зависящие от состояния грунта и вида оборудования, определяют расчетом. Для мелких компрессоров, насосов применяют монолитные фундаменты, для крупных компрессорных установок, расположенных на втором этаже, железобетонные монолитные или сборно-монолитные фундаменты рамного типа. Для центробежных компрессоров можно изготавливать сборные фундаменты из бетонных блоков, что обеспечивает достаточную прочность и устойчивость, повышает экономичность и сокращает сроки изготовления.

Для машин, имеющих большую частоту колебаний необходимо предусматривать виброизолированные фундаменты (рис. 5 в). Чтобы ограничить зону распространения вибрации, фундаменты машин, создающих колебания, отделяют от наземных и подземных конструкций зазорами в полу в 20-30 мм (см. рис. 5 б) или экранированными траншеями по всему периметру фундамента, заполненными сухим песком или не утрамбованным шлаком, шириной 200-250 мм (см. рис. 5 в). Слой грунта, на который опирается подошва фундамента, называют основанием фундамента. Надежное основание предотвращает осадку фундамента и обеспечивает устойчивое положение оборудования на фундаменте.

Высота подземной части – глубина заложения фундамента – зависит от характеристики грунта, уровня грунтовых вод и глубины промерзания грунта. Для оборудования, размещенного в отапливаемых помещениях, глубину заложения фундамента принимают не менее 0,5, в неотапливаемых – не менее 0,7 глубины промерзания грунта. Фундаменты, сооружаемые вне помещений на влажных грунтах, подвергающихся вспучиванию, должны иметь глубину заложения на 0,2-0,3 м ниже глубины промерзания. В подземной части фундамента под кислородные аппараты и холодные климатические камеры выполняют отверстия во избежание вспучивания грунта при промерзании.

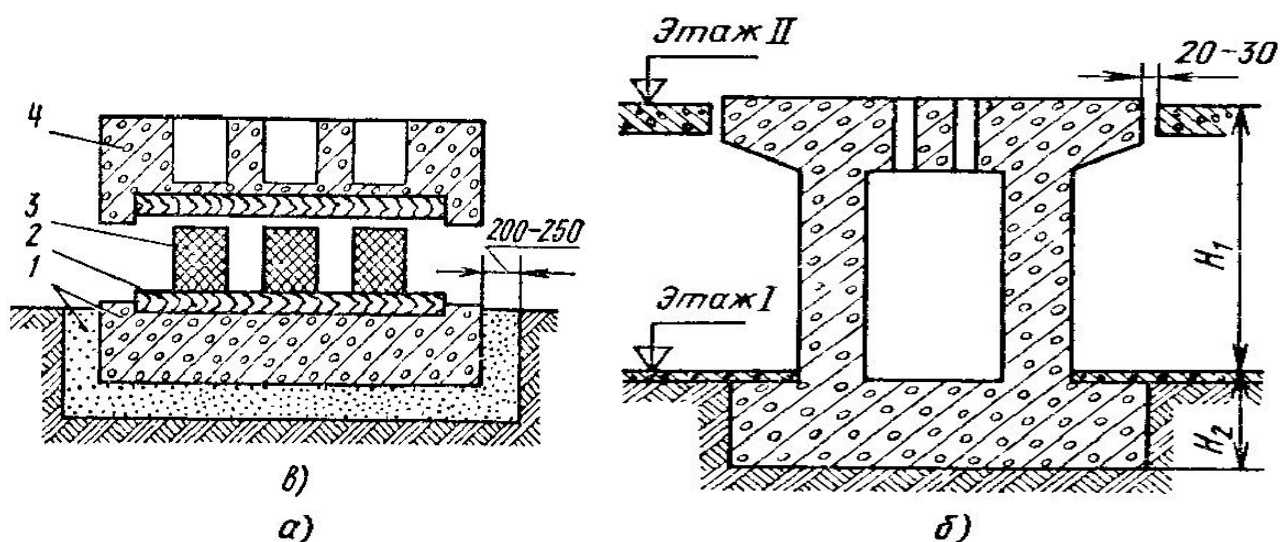


Рис. 5 – Фундаменты:

- а* – монолитный (1 – основание, 2 – бетонная стяжка, 3 – бетонный фундамент);
б – рамный; *в* – виброизолированный (1 – засыпка из шлака или песка, 2 – антисептированная доска, 3 – резиновая пластина, 4 – железобетонная плита)

Фундаменты в сейсмических условиях

Сейсмостойкие здания и сооружения проектируют по:

- жесткой конструктивной схеме из несущих вертикальных элементов (диафрагм), работающих под действием сейсмической нагрузки преимущественно на сдвиг и обладающих малыми деформациями. Схема способствует затуханию колебаний;
- гибкой конструктивной схеме из несущих вертикальных элементов, работающих под действием сейсмических толчков преимущественно на изгиб. Схема снижает сейсмическую нагрузку на здание.

Конструктивные особенности сейсмостойких зданий:

В зданиях с несущими стенами предусматривают **ленточные фундаменты**, по подушке фундамента и по обрезу устраивают армированные пояса, выполненные укладкой 4 продольных стержней диаметром 8-12 мм связанные через 30-40 см поперечными стержнями диаметром 6 мм.

В каркасных зданиях колонны устанавливают на отдельно стоящие **фундаменты стаканного типа**, фундаментные балками служат распорками-связями, которые крепят к фундаментам сваркой закладных деталей. Фундаментные балки укладывают в обоих направлениях. Над стыками фундаментных балок укладывают симметрично оси ряда арматурную сетку длиной 2 м из стержней диаметром 8-10 мм.

Для зданий повышенной этажности рекомендуют устраивать фундаменты в виде перекрестных лент или сплошных плит.

Хорошей сейсмостойкостью обладают *фундаменты круглой формы*, которые укладываются на песчано-гравийную подушку, заключенную в цилиндрическую обойму-оболочку. Подушка является амортизатором.

Для сейсмостойких зданий можно применять и *свайные фундаменты*. Ростверк в пределах отсека устраивают непрерывным, низким, в одном уровне.

Наружные стены каркасных зданий также устраивают навесными или самонесущими.

В современных конструктивных решениях нельзя повысить сейсмостойкость, только повысив величины сечений, прочность, вес. Конструкция может быть более прочной, но не обязательно экономически эффективной, потому что и вес, и инерционная сейсмическая нагрузка могут увеличиться еще больше. Требуются новые эффективные методы сейсмозащиты. Подобные решения подразумевают изменение массы и жесткости, демпфирование системы в зависимости от ее перемещений и скоростей. На сегодняшний день известно более 100 запатентованных конструкций сейсмоизоляции зданий и сооружений.

Во время землетрясений конструкции фундаментов повреждаются редко. Несмотря на это, значение фундаментов в обеспечении сейсмостойкости зданий велико. Фундаменты первыми воспринимают сейсмические толчки и передают их в верхние части здания. Система «грунт-фундамент» воздействует на изменение динамических свойств здания, что соответственно изменяет величину действующих на него сейсмических нагрузок.

В основании стен сохранившихся памятников архитектуры обнаружены мягкие прокладки (на уровне верха фундаментов) из камышитовых подушек, пластических глин и других местных материалов. Зодчие Средней Азии усиливали ослабленный стык сопряжения фундамента с цоколем. Толщина шва здесь достигала высоты кирпича.

При строительстве мавзолеев в скалистом грунте котлованы заполняли рыхлой землей, песком и фундамент возводили по ним. При таком решении уменьшалась концентрация напряжений в фундаментах, а грунтовая подушка частично гасила высокочастотные колебания грунта при землетрясениях.

Применялись и другие инженерные решения, направленные на снижение воздействий колеблющихся при землетрясениях фундаментов на подземные части зданий. Были предложены катковые опоры, фундаменты со сферическими концами.

В системах сейсмогашения, включающих демпферы и динамические гасители, механическая энергия колеблющейся конструкции переходит в другие виды энергии, что приводит к демпфированию колебаний, или перераспределяется от защищаемой конструкции к гасителю.

В системах сейсмоизоляции обеспечивается снижение механической энергии, получаемой конструкцией от основания, путем отстройки частот колебаний сооружения от преобладающих частот воздействия. Различают адаптивные и стационарные системы сейсмоизоляции. В адаптивных системах динамические характеристики сооружения необратимо меняются в про-

цессе землетрясения, «приспосабливаясь» к сейсмическому воздействию. В стационарных системах динамические характеристики сохраняются в процессе землетрясения.

С позиции принятой классификации ниже приводится обзор методов сейсмозащиты фундаментов сооружений, выполненный на базе зарубежного и отечественного опыта сейсмостойкого строительства.

Существующие системы сейсмоизоляции на основании принятой выше классификации подразделяются на две группы:

-адаптивные и стационарные.

Ниже приведены некоторые конструктивные примеры, иллюстрирующие принцип работы систем сейсмоизоляции.

Стационарные системы сейсмоизоляции фундаментов

Типичным приемом устройства сейсмоизоляции при наличии возвращающей силы являются здания с гибким нижним этажом. Гибкий этаж может быть выполнен в виде каркасных стоек, упругих опор, свай и т.п. Один из возможных вариантов конструктивного исполнения гибкого этажа представлен на рисунке. Конструкция состоит из гибких опор, выполненных из пакета упругих стержней небольшого диаметра, размещенных между надземной и подземной частями здания.

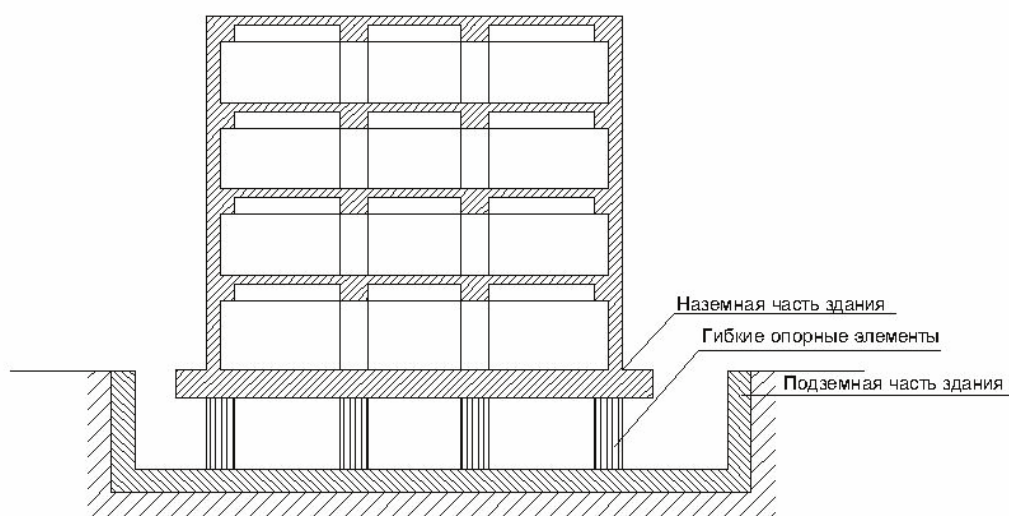


Рис. 6 – Здание с гибким нижним этажом

Здания на резинометаллических и резинопластиковых опорах сжатия получили широкое распространение за рубежом. В настоящее время используется несколько типов резинометаллических упругих опор сжатия: французский, новозеландский, американский и итальянский вариант опор. Для предотвращения чрезмерной осадки зданий под нагрузкой от собственного веса, опоры выполняются жёсткими в вертикальной и податливыми в горизонтальной плоскости. Благодаря упругим свойствам резины, резинометал-

лические опоры обладают высокой прочностью при сжатии, растяжении и кручении. Однако стоимость самих фундаментов оказывается значительной и может достигать 30% от стоимости здания. И наряду с этим, резинометаллические и резинопластиковые опоры сжатия обладают малой временной надежностью. Некоторые конструктивные примеры резинометаллических опор, представлены на рисунке 6.

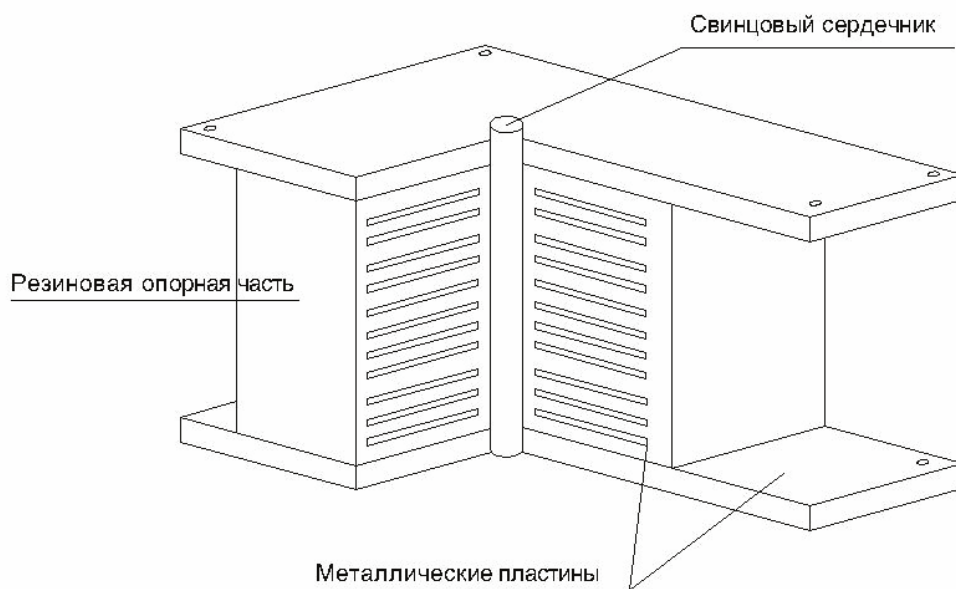


Рис. 7 – Антисейсмическая опора

Серьезной проблемой при проектировании сооружений на упругих опорах явилась сложность обеспечения их прочности при значительных взаимных смещениях сейсмоизолированных частей фундамента. Это послужило причиной широкого распространения кинематических опор при сооружении сейсмоизолирующих фундаментов. Принцип действия такой конструкции состоит в том, что во время землетрясения центр тяжести опор поднимается, в результате чего образуется гравитационная восстанавливающая сила. При этом колебания здания происходят около положения равновесия, и их начальная частота и период зависят от геометрических размеров используемых опор.

Необходимо отметить, что построенные фундаменты этого типа не имеют специальных демпфирующих устройств, и при длиннопериодных воздействиях силой более 8 баллов, согласно выполненным расчетам, возможно падение здания с опор. Это указывает на опасность фундаментов на кинематических опорах, если в них не предусмотрены дополнительные демпфирующие элементы.

Сейсмоизоляция, не обеспечивающая возвращающей силы, действующей на сейсмоизолированные части конструкции, реализуется путем устройства скользящего пояса. Одно из наиболее известных технических решений такого типа – сейсмоизолирующий фундамент фирмы Spie Batignolle и Electricite de France.

Конструкция антисейсмической фрикционной опоры показана на рис. 3. Опора, поддерживающая верхнюю фундаментную плиту, состоит из фрикционных плит, армированной прокладки из эластомера (неопрена), нижней фундаментной плиты, бетонной стойки, опирающейся на нижнюю фундаментную плиту. Жесткость опор в вертикальном направлении примерно в 10 раз выше, чем в горизонтальном.

Сейсмоизолирующий фундамент фирмы Spie Batignolle является классическим примером сейсмоизоляции с последовательным расположением упругих и демпфирующих элементов. При относительно слабых воздействиях, когда горизонтальная нагрузка на опорную часть не превосходит сил трения, система работает в линейной области; при увеличении нагрузки сила трения преодолевается и происходит проскальзывание верхней фундаментной плиты относительно нижней. При этом удается в несколько раз снизить нагрузки на оборудование и здание.

Несмотря на ряд достоинств сейсмоизолирующего фундамента Spie Batignolle, рассмотренная конструкция имеет ряд недостатков. Критический анализ французского решения имеется, в нем, в частности, отмечается, при этом взаимные смещения фундаментных плит не превосходили 20 см.

В качестве конструктивных недостатков фундамента следует отметить невозможность избежать неравномерного давления на опоры при строительстве на нескальных грунтах, отсутствие средств регулирования сил трения, сложность смены прокладок во время эксплуатации.

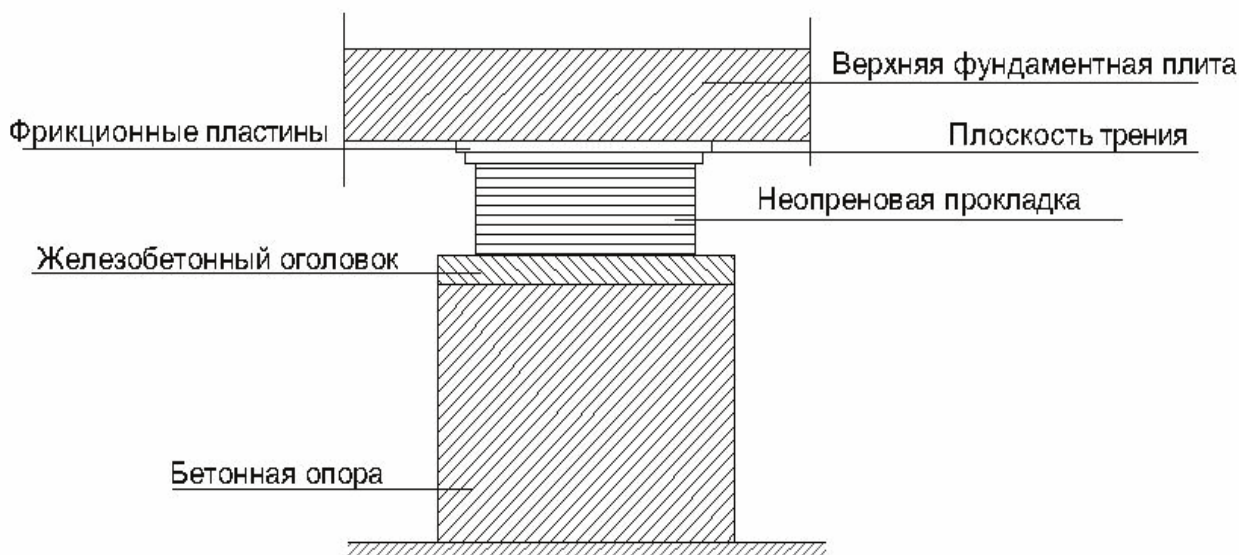


Рис. 8 – Сейсмоизолирующий фундамент фирмы Spie Batignolle

Следует отметить, что традиционные сейсмоизолирующие устройства, в том числе и сейсмоизолирующие опоры, имеют существенный общий недостаток: они расчленяют цельную систему «здание-фундамент» на отдельные части, что приводит к ослаблению системы в угоду сейсмоизоляции определенной части этой системы. При этом возникают взаимные смещения между изолированной и неизолированной частями, а для ограничения этих

взаимных смещений устанавливают демпферы, рассеивающие энергию сейсмического воздействия.

Рассмотрим сооружения, которые совместно с фундаментом образуют единую цельную пространственную многосвязную систему, которая даже при отделении от основания сохраняет геометрическую неизменяемость. Устройство сейсмоизоляции должно относиться ко всей этой цельной системе, а не к отдельной ее части.

Примером такого конструктивного решения может быть здание (сооружение), объединенное со сплошной пространственной фундаментной платформой, между которой и выроненным основанием имеется скользящий слой, снижающий трение. При этом мощная сейсмическая волна проскальзывает под платформой, т.е. существенно снижается уровень больших горизонтальных сейсмических воздействий (в том числе несимметричных, крутильных и т.п.) на платформу и тем самым на верхнее строение. Цельность и многосвязность зданий с фундаментом позволяют воспринимать и вертикальные толчки. При этом возможные горизонтальные смещения будут иметь место не между отдельными частями зданий (т.е. не нарушается цельность), а между системой («здание-фундамент») и основанием. Небольшие (порядка нескольких сантиметров) смещения могут быть допустимы при планировке территорий, а для ограничения больших смещений будут установлены упоры (демпферы, возвратные устройства и т.п.).

Таким образом, скользящий слой образует сейсмоизолирующее защитное устройство, не нарушающее целостность системы «здание-фундамент». Следует указать на другие возможные виды защитных сейсмоизолирующих (экранных) устройств, находящихся вне пределов системы «здание-фундамент», например, устройство траншей (рвов) поперек динамического воздействия.

Соппротивление свайных фундаментов сейсмическим воздействиям, их высокая несущая способность во время землетрясений, а также позитивное влияние свай на динамические характеристики сооружений бесспорно. Поэтому свайные фундаменты являются целесообразным инженерным решением фундирования здания.

Эффективно применение свайных фундаментов в условиях слабых грунтов в сейсмических регионах, особенно радикального успеха можно достичь при полной прорезке сваями слабых, сильно сжимаемых слоев основания и опирании их острия в несущий слой грунта I категории сейсмичности. Что касается свайных фундаментов со сваями, погруженными в грунт II категории, то прежде всего должно быть решено являются ли сваями-стойками забивные сваи, какова их несущая способность.

С целью снижения сейсмического воздействия фундаментов на верхнее строение сооружения предлагались различного рода изоляторы, амортизаторы и т.д. Наиболее рациональным инженерным решением, разработанным в конце прошлого столетия как зарубежными (Чили) так и советскими (Россия, Молдова) специалистами являются свайные фундаменты с промежуточной «подушкой» из инертных материалов. Отличительной особенно-

стью таких фундаментах является отсутствие жесткой связи между ростверком и сваями. По верху свай, забитых в грунт III категории по сейсмическим свойствам, отсыпается и уплотняется песчано-гравелистая «подушка», по которой укладывается железобетонная конструкция, подобная обыкновенному ростверку и рассчитывается как балка на упругом основании.

В свайном фундаменте с промежуточной подушкой резко снижается передача на верхнее строение горизонтальной (сейсмической) нагрузки, которая распределяется (рассеивается) по подушке.

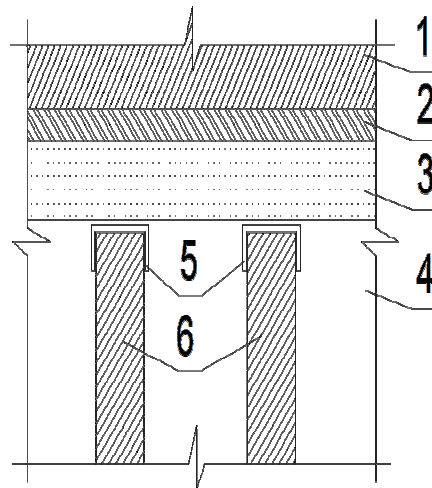


Рис. 9 – Свайный фундамент с промежуточной «подушкой».
 1 - стена здания; 2 - ростверк; 3 - песчаная «подушка»; 4 - слабый грунт;
 5 - наголовник сваи; 6 - забитая свая

Адаптивные системы сейсмоизоляции фундаментов

Рассмотренные выше примеры сейсмоизоляции представляют собой системы, в которых динамические характеристики сохраняются в процессе землетрясения. Наряду с этими решениями в практике сейсмостойкого строительства получили распространение адаптивные системы. В этих системах динамические характеристики сооружения необратимо меняются в процессе землетрясения, «приспосабливаясь» к сейсмическому воздействию. Конструктивный пример этой системы сейсмоизоляции представлен на рисунке 10.

В нижней части здания между несущими стойками нижнего этажа установлены связевые панели, отключающиеся при интенсивных сейсмических воздействиях, когда в спектре воздействия преобладают периоды, равные или близкие к периоду свободных колебаний сооружения. После отключения панелей частота свободных колебаний падает, период колебаний увеличивается, происходит снижение сейсмической нагрузки. При низкочастотном воздействии период свободных колебаний здания со связевыми панелями значительно ниже величин преобладающих периодов грунта, поэтому резонансные явления проявляются слабо и связевые панели не разрушаются.

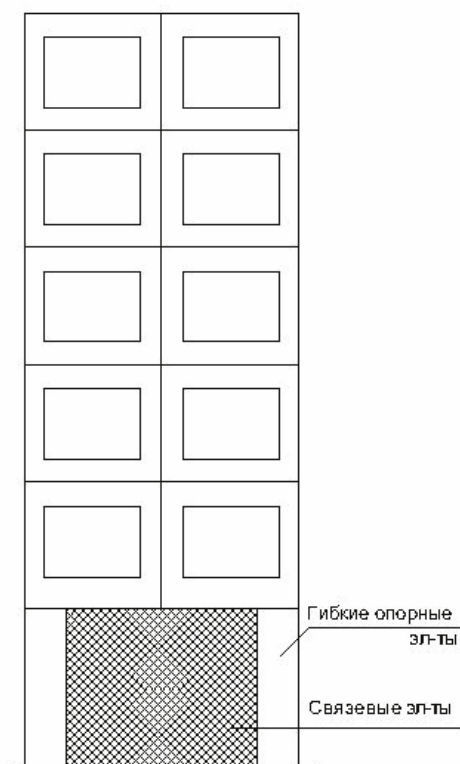


Рис. 10 – Пример конструктивного решения зданий с выключающимися связями

Применение выключающихся связей наиболее эффективно в том случае, когда уверенно прогнозируется частотный состав ожидаемого сейсмического воздействия. В качестве недостатков необходимо отметить, что после разрушения выключающихся связей во время землетрясения необходимо их восстановление, что не всегда практически осуществимо. Кроме того, как известно, в некоторых случаях в процессе землетрясения в его заключительной стадии происходит снижение преобладающей частоты воздействия. Вследствие этого возможно возникновение вторичного резонанса и потеря несущей способности конструкций здания. В этом случае требуется применение конструктивных мероприятий, что приводит к дополнительным затратам на строительство.

Многие из представленных моделей требуют дальнейших корректировок в расчетах и проектировании, теоретических и практических испытаний.

Расчеты, выполненные Я.М. Айзенбергом, показали, что относительные горизонтальные сейсмические перемещения перекрытий в сейсмоизолированных зданиях существенно ниже, чем в неизолированных зданиях. Соответственно, повреждения при сильных землетрясениях в сейсмоизолированных зданиях значительно ниже, чем зданий неизолированных.

Меры по сейсмозащите позволяют значительно снизить экономические потери. При правильном проектировании системы сейсмогашения и сейсмоизоляции фундаментов и здания в целом способны повысить надежность сооружения, сохранность оборудования, комфорт для жителей, а также самое

главное — отсутствие необходимости восстановительных работ после сильных землетрясений.

Проектирование опускных колодцев

Общие сведения

Опускным колодцем называют открытую сверху и снизу полую конструкцию произвольного в плане очертания, погружаемую под воздействием собственного веса или дополнительных нагрузок по мере удаления из нее грунта.

В современной строительной практике опускные колодцы используют в качестве фундаментов мостовых опор, фундаментов и подвальных этажей высотных зданий, подземных ограждающих конструкций большой глубины (подземных гаражей, хранилищ различного назначения), отстойников очистных сооружений и т.д.

К основным **достоинствам** опускных колодцев, обеспечивающим их конкурентоспособность по сравнению с другими вариантами строительства, следует отнести:

- возможность передачи значительных горизонтальных и вертикальных нагрузок на грунт вследствие больших размеров поперечного сечения;
- возможность заглубления фундаментов более чем на 40 м ниже уровня грунтовых вод, что невозможно для кессонов вследствие ограничения давления воздуха в рабочей камере;
- не требуется специального оборудования для погружения в грунт колодцев, опускаемых под действием собственного веса;
- отсутствие вибраций при погружении колодца, что особенно важно при проведении работ вблизи существующих зданий;
- возможность использования местных строительных материалов, например, при устройстве бетонных колодцев.

В качестве **недостатков**, ограничивающих применение опускных колодцев, необходимо отметить:

- значительное недоиспользование прочностных свойств материала колодца, поскольку толщина стен определяется, как правило, исходя из условий преодоления сил трения по боковой поверхности колодца его собственным весом (за исключением вариантов погружения колодца в «тиксотропной рубашке» и способом задавливания);
- большая трудоемкость работ при устройстве опускного колодца;
- необходимость тщательного геодезического и технического контроля при погружении колодца во избежание образования перекосов, обрыва колодца при его зависании и т.п.

По применяемым материалам опускные колодцы подразделяют на бетонные, железобетонные, металлические, каменные, кирпичные, причем наибольшее распространение получили бетонные и железобетонные колодцы. Железобетонные колодцы могут устраиваться монолитными либо с приме-

нением сборных облегченных элементов. Форма колодца в плане определяется конфигурацией проектируемого сооружения, причем предпочтение следует отдавать круглой форме.

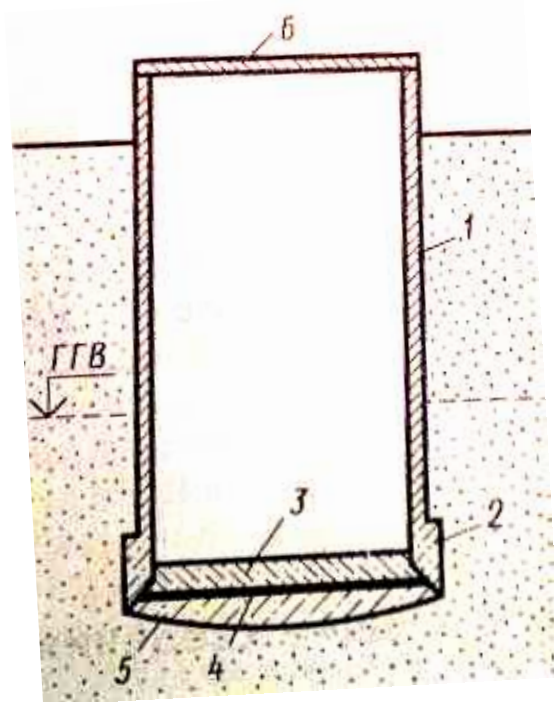


Рис. 11 – Конструкция опускного колодца:

1 – стена колодца; 2 – ножевая часть колодца; 3 – днище колодца; 4 – гидроизоляция; 5 – водозащитная подушка; 6 – верхняя плита

Наружные стены колодцев в нижней части устраиваются в виде заострения (Рис. 11), которое называется *консолью* или *ножом*. Основное назначение ножа – облегчить проникновение нижней части колодца в грунт. В нижней части опускного колодца устраивается днище, при высоком уровне грунтовых вод – водозащитная подушка. Внутренняя полость колодцев, используемых в качестве глубоких опор (фундаментов),

может заполняться бетоном.

Размеры опускных колодцев унифицированы. Размеры сторон в плане круглых либо прямоугольных колодцев, м: 3, 4, 5, 6, 7, 8, 10, 12, 15, 18, 21, 24, 30, 36, 42, 48, 54, 60. Высоту (глубину) опускных колодцев принимают кратной 1 м, высоту консоли ножа l – кратной 0,2 м.

Рекомендуемая толщина стен, м: в монолитных конструкциях – 0,2; 0,4; 0,5; 0,6; 0,8; 1,0; 1,5; 2,0; 2,5; 3,0; 3,5; из сборных блоков – от 0,3 до 2,5.

Технология работ

Работы по устройству опускных колодцев выполняют в такой последовательности: сооружение колодца; опускание колодца; наращивание стен колодца по мере заглубления в грунт; устройство бетонной подушки или железобетонной плиты днища колодца; заполнение (при необходимости) полости опущенного колодца; устройство распределительной плиты для передачи внешних нагрузок на колодец (при использовании колодца в качестве фундамента).

До сооружения колодца необходимо подготовить площадку. Работы по сооружению колодца начинаются с устройства временных опор под ножевую часть.

Небольшие колодца высотой до 10 м, опускаемые с поверхности грунта, изготовляют целиком. При большей высоте строительство колодца осуществляется ярусами. Вначале сооружается первый ярус колодца (с ножом)

высотой не менее 5 м, затем в процессе погружения стены колодца наращивают секциями высотой по 4...6 м.

Погружение колодца начинается с удалением временных прокладок. Затем производится разработка грунта с удалением его из полости колодца.

Подводная разработка грунта используется при наличии неустойчивых грунтов в основании, когда возможны наплывы грунта из-под ножа в полость колодца, а также при большом притоке грунтовых вод. Данный способ эффективен в песчаных и пластичных глинистых грунтах. Разработка грунта производится грейферами, гидроэлеваторами, эрлифтами, в легкоразмываемых грунтах могут быть использованы средства гидромеханизации.

Опускание колодцев с открытым водоотливом производят в устойчивых грунтах, исключающих наплывы из-под ножа. Открытый водоотлив осуществляется путем откачки воды насосами из водосборных пионерных траншей и приемков (зумпфов) внутри колодца. Разработку грунта осуществляют бульдозерами и экскаваторами, оборудованными обратной лопатой. Выдача грунта на поверхность производится гусеничными или башенными кранами в бадьях или кранами, оборудованными грейферами.

Глубинное водопонижение выполняется при притоке грунтовых вод, затрудняющих производство работ с открытым водоотливом. Понижение грунтовых вод осуществляется при помощи иглофильтровых установок или скважин с глубинными насосами, размещаемых по периметру с наружной стороны колодца.

В зависимости от формы колодца в плане, наличия или отсутствия наружных стен грунт разрабатывается послойно концентрическими траншеями от центра к краям. Общее для всех способов разработки грунтов правило состоит в том, что грунт из-под ножа удаляется в последнюю очередь. Выбор механизма для разработки грунта осуществляется с учетом размеров механизма и колодца. разработка грунта в колодцах с внутренним диаметром меньше 3 м производится вручную.

Для облегчения погружения колодца в грунт используется подмыв грунта по периметру ножа, подача воды и воздуха в щель между стеной колодца и грунтом, применение «тиксотропных рубашек». Сущность последнего способа заключается в создании между стеной колодца и грунтом зазора шириной 10...15 см, заполняемого глинистым раствором. Глинистый раствор удерживает грунт от обрушения и резко снижает силы трения на боковой поверхности колодца. При этом отпадает необходимость устройства массивных колодцев и толщина стен определяется только исходя из расчета по прочности и по деформациям. Для заглубления в грунт облегченных тонкостенных колодцев-оболочек могут применяться вибропогружатели. При этом вибропогружение используется в качестве основного способа заглубления тонкостенных колодцев весом до 2000...3000 кН либо как вспомогательное средство для погружения малых и средних колодцев ($R < 12$ м, $H < 20$ м). Данный метод целесообразно применять при погружении колодцев во влажных песчаных, супесчаных и суглинистых грунтах.

Опускной колодец, используемый в качестве фундамента, рассчитывается по двум группам предельных состояний на действие строительных нагрузок, проявляющихся в период изготовления и погружения колодца, и на действие эксплуатационных нагрузок.

Подпорные стены

Типы подпорных стен

По конструктивному решению подпорные стены подразделяются на массивные и тонкостенные.

В массивных подпорных стенах их устойчивость на сдвиг и опрокидывание при воздействии горизонтального давления грунта обеспечивается в основном собственным весом стены, по этому их называют гравитационными.

В тонкостенных подпорных стенах их устойчивость обеспечивается собственным весом стены и весом грунта, вовлекаемого конструкцией стены в работу.

Как правило, массивные подпорные стены более материалоемкие и более трудоемкие при возведении, чем тонкостенные, и могут применяться при соответствующем, технико-экономическом обосновании (например, при возведении их из местных материалов, отсутствии сборного железобетона и т. д.).

Массивные подпорные стены отличаются друг от друга формой поперечного профиля и материалом (бетон, бутобетон и т. д.) (рис. 12).

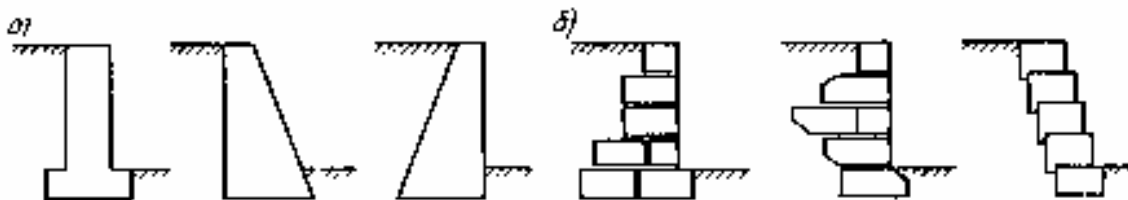


Рис. 12 – Массивные подпорные стены
а - в - монолитные; г - е – блочные

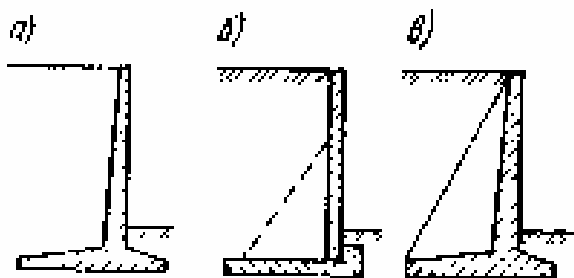


Рис. 13 – Тонкостенные подпорные стены
а – уголковые консольные; б – уголковые анкерные;
в – контрфорсные.

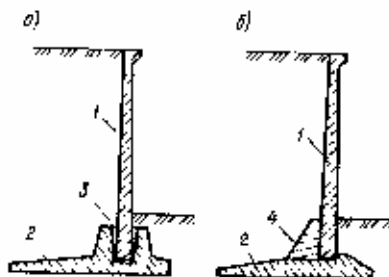


Рис. 14 – Сопряжение сборных лицевых и фундаментных плит:
а – с помощью щелевого паза; б – с помощью петлевого стыка;
1 – лицевая плита; 2 – фундаментная плита;
3 – цементно-песчаный раствор; 4 – бетон замоноличивания

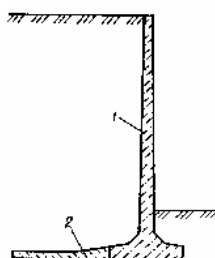


Рис. 15 – Конструкция подпорной стены с использованием универсальной стеновой панели:
1 – универсальная панель стеновая (УПС); 2 – монолитная часть подошвы

В промышленном и гражданском строительстве, как правило, находят применение тонкостенные подпорные стены углового типа, приведенные на рис. 13.

По способу изготовления тонкостенные подпорные стены могут быть монолитными, сборными и сборно-монолитными.

Тонкостенные консольные стены углового типа состоят из лицевых и фундаментных плит, жестко сопряженных между собой.

В полносборных конструкциях лицевые и фундаментные плиты выполняются из готовых элементов. В сборно-монолитных конструкциях лицевая плита сборная, а фундаментная – монолитная.

В монолитных подпорных стенах жесткость узлового сопряжения лицевых и фундаментных плит обеспечивается соответствующим расположением арматуры, а жесткость соединения в сборных подпорных стенах – устройством щелевого паза (рис. 14,а) или петлевого стыка (рис. 14,б).

Тонкостенные подпорные стены с анкерными тягами состоят из лицевых и фундаментных плит, соединенных анкерными тягами (связями), которые создают в плитах дополнительные опоры, облегчающие их работу.

Сопряжение лицевых и фундаментных плит может быть шарнирным или жестким.

Контрфорсные подпорные стены состоят из ограждающей лицевой плиты, контрфорса и фундаментной плиты. При этом грунтовая нагрузка от лицевой плиты частично или полностью передается на контрфорс.

При проектировании подпорных стен из унифицированных панелей стеновых (УПС), часть фундаментной плиты выполняется из монолитного бетона с использованием сварного соединения для верхней арматуры и стыковки внахлестку для нижней арматуры (рис. 15).

Расчет подпорных стен

Подпорные стены следует рассчитывать по двум группам предельных состояний:

первая группа (по несущей способности) предусматривает выполнение расчетов:

- по устойчивости положения стены против сдвига и прочности грунтового основания;
- по прочности элементов конструкций и узлов соединений.

вторая группа (по пригодности к эксплуатации) предусматривает проверку:

- оснований на допускаемые деформации;
- элементов конструкций на допустимые величины раскрытия трещин.

Давление грунта для угловых подпорных стен следует определять исходя из условия образования за стеной клиновидной симметричной (а для короткой задней консоли - несимметричной) призмы обрушения (рис. 16).

Давление грунта принимается действующим на наклонную (расчетную) плоскость, проведенную под углом ε при $\delta = \varphi'$.

Угол наклона расчетной плоскости к вертикали ε определяется из условия, но принимается не более $(45^\circ - \varphi/2)$

$$\operatorname{tg} \varepsilon = (b - t)/h.$$

Наибольшая величина активного давления грунта при наличии на горизонтальной поверхности засыпки равномерно распределенной нагрузки q определяется при расположении этой нагрузки в пределах всей призмы обрушения, если нагрузка не имеет фиксированного положения.

Расчет устойчивости положения стены против сдвига

Расчет устойчивости положения стены против сдвига производится из условия

$$F_{sa} \leq \gamma_c F_{sr} / \gamma_n$$

где: F_{sa} - сдвигающая сила, равная сумме проекции всех сдвигающих сил на горизонтальную плоскость; F_{sr} - удерживающая сила, равная сумме проекций всех удерживающих сил на горизонтальную плоскость; γ_c - коэффициент условий работы грунта основания: для песков, кроме пылеватых - 1; для пылеватых песков, а также пылевато-глинистых грунтов в стабилизированном состоянии - 0,9; для пылевато-глинистых грунтов в нестабилизированном состоянии - 0,85; для скальных, невыветрелых и слабоветрелых грунтов - 1; выветрелых - 0,9; сильноветрелых - 0,8; γ_n - коэффициент надежности по назначению сооружения, принимаемый равным 1,2, 1,15 и 1,1 соответственно для зданий и сооружений различного класса сложности.

Сдвигающая сила F_{sa} определяется по формуле

$$F_{sa} = E_r + E_{qr};$$

где: E_r – горизонтальная составляющая суммарного активного давления, определяемая по формуле $E_r = \sigma_r h_c/2$; E_{qr} – горизонтальная составляющая суммарного активного давления грунта от нагрузки, равная $E_{qr} = \sigma_{qr} h_c$.

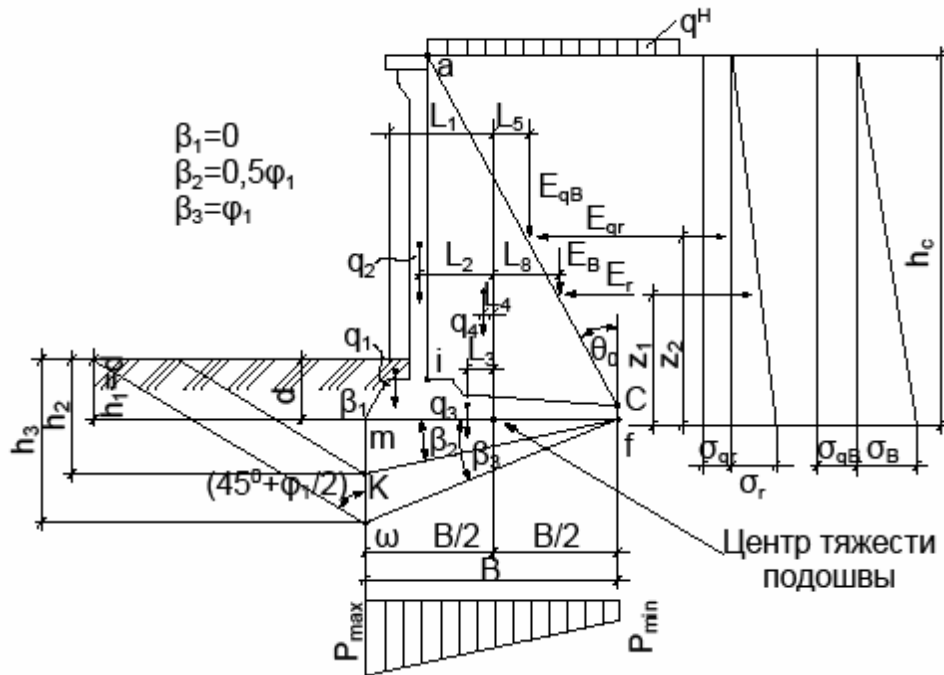


Рис. 16 – Расчетные схемы подпорных стен
уголкового профиля

Удерживающая сила F_{sr} для нескального основания определяется по формуле

$$F_{sr} = F_v \operatorname{tg}(\varphi_1 - \beta) + bc_1 + E_n,$$

где: F_v – сумма проекций всех сил на вертикальную плоскость;
для уголковых подпорных стен (при $\varepsilon \leq \theta$)

$$F_v = G_{ст} + \Sigma G_{гр} + E_B + E_{qv}$$

где: $G_{ст}$ – собственный вес стены;

$\Sigma G_{гр}$ – собственный вес грунта вне призмы обрушения (над задней и передней консолью фундаментной плиты); E_B – вертикальная составляющая суммарного активного давления, определяемая по формуле $E_B = \sigma_B h_c/2$;

E_{qv} – вертикальная составляющая суммарного активного давления грунта от нагрузки, определяемая по формуле $E_{qv} = \sigma_{qv} h_c$;

B – ширина подошвы подпорной стены;

β – угол наклона поверхности скольжения к горизонту. Расчет устойчивости подпорных стен против сдвига с горизонтальной поверхностью подошвы фундаментной плиты производится для трех значений угла β ($\beta_1 = 0$, $\beta_2 = 0,5 \cdot \varphi_1$; $\beta_3 = \varphi_1$);

E_n – пассивное давление грунта, определяемая по формуле:

$$E_n = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot h^2 \cdot \lambda_n + \frac{C_1 h}{\operatorname{tg} \varphi_1} (\lambda_n - 1),$$

где λ_n – коэффициент пассивного давления грунта:

$$\lambda_n = \operatorname{tg}^2(45^\circ + \frac{\varphi_1}{2}),$$

h_n – высота призмы выпора грунта

$$h_n = d + b \operatorname{tg} \beta$$

$\beta_1 = 0$, $\beta_2 = \varphi_1/2$ и $\beta_3 = \varphi_1$

При наклонной подошве стены, кроме указанных значений угла β , следует производить расчет против сдвига также для отрицательных значений угла β .

При сдвиге по подошве ($\beta_1 = 0$) следует учитывать следующие ограничения: $c_1 \leq 5$ кПа, $\varphi_1 \leq 30^\circ$, $\lambda_n = 1$.

Удерживающая сила F_{sr} для скального основания определяется по формуле

$$F_{sr} = F_v \cdot f + E_n,$$

где: f – коэффициент трения подошвы по скальному грунту, принимается по результатам непосредственных испытаний, но не более 0,65.

Расчет оснований по деформациям

Расчет основания по деформациям производится только для нескальных грунтов.

При отсутствии специальных технологических требований расчет деформации основания считается удовлетворительным, если среднее давление на грунт под подошвой фундамента от нормативной нагрузки не превышает расчетного сопротивления грунта основания R , а краевые – $1,2 R$:

$$\left. \begin{array}{l} p_{cp} \leq R, \\ p_{\max} \leq 1,2 R. \end{array} \right\}$$

При этом эпюру напряжений допускается принимать трапециевидной или треугольной. Площадь сжатой зоны при треугольной эпюре должна быть не менее 75% общей площади фундамента подпорной стены ($e \leq b/4$) (рис. 16).

Краевые давления на грунт под подошвой стены p_{\max}, p_{\min} при эксцентриситете приложения равнодействующей всех вертикальных сил относительно центра тяжести подошвы $e \leq b/6$ определяются по формуле (36), а при $e > b/6$ – по формуле:

$$p_{\frac{\max}{\min}} = F_v (1 \pm 6e/b) / b$$

где F_v – сумма проекций всех сил на вертикальную плоскость; e – экс-

центриситет приложения равнодействующей всех сил относительно оси, проходящей через центр тяжести подошвы стены; $3d$ – длина эпюры по подошве фундаментной плиты:

$$d = 0,5b - e$$

Расчетное сопротивление грунта основания R , кПа (тс/м²), определяется по формуле

$$R = \frac{\gamma_{c1}\gamma_{c2}}{K} (M_{\gamma} k_z b \gamma_{II} + M_q d \gamma_{II} + M_c c_{II})$$

где γ_{c1} и γ_{c2} – коэффициенты условий работы;

k – коэффициент, принимаемый: $k = 1$, если прочностные характеристики грунта φ и c определены непосредственными испытаниями, и $k = 1,1$; M_{γ} , M_q , M_c – коэффициенты, принимаемые по ДБН В.2.1-10-2009 Основания и фундаменты сооружений; b – ширина подошвы фундамента; d – глубина заложения подошвы фундамента от нижней планировочной отметки.

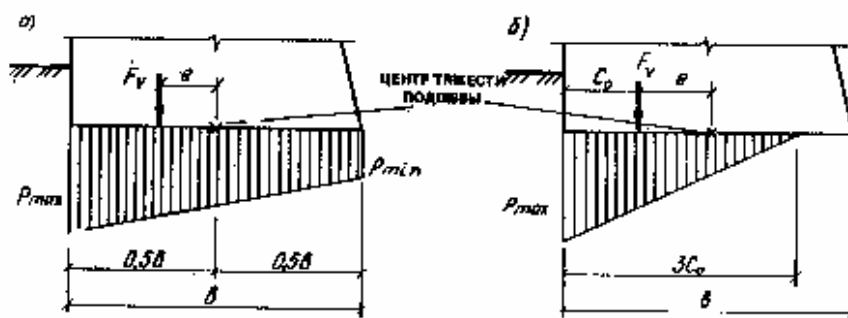


Рис. 17 – Схема для определения давлений под подошвой стены

а – при малых эксцентриситетах $e \leq b/6$;

б – при больших эксцентриситетах $e > b/6$.

Примечания:

1. К сооружениям с жесткой конструктивной схемой относятся такие, конструкции которых специально приспособлены к восприятию усилий от деформаций оснований, в том числе за счет применения мероприятий, указанных в п. 270,б ДБН В.2.1-10-2009 Основания и фундаменты сооружений.

2. При гибкой конструктивной схеме значение коэффициента γ_{c2} принимается равным единице.

3. При промежуточных значениях L/H коэффициент γ_{c2} определяется по интерполяции.

Определение усилий в элементах конструкции

Для массивной подпорной стены внутренние усилия N_i , Q_i и M_i в сечении $i-i$ на глубине y_i , определяются по формулам:

$$\left. \begin{aligned} N_i &= \sum F_{vi}, \\ Q_i &= \sum F_{sai}, \\ M_i &= \sum F_{vi}x_i + \sum F_{sai}y_i, \end{aligned} \right\}$$

где $\sum F_{vi}$ - сумма всех вертикальных сил выше сечения $i-i$; $\sum F_{sai}$ - сумма всех горизонтальных сил выше сечения $i-i$; $\sum F_{vi}x_i$ - сумма моментов всех вертикальных сил относительно центра тяжести сечения $i-i$; $\sum F_{sai}y_i$ - сумма моментов всех горизонтальных сил относительно центра тяжести сечения $i-i$.

Суммарные составляющие активного давления от веса грунта и пригрузки:

$$\begin{aligned} E_r &= 0,5 \cdot \sigma_r \cdot h_c; \\ E_{qr} &= \sigma_{qr} \cdot h_c \end{aligned}$$

Сумма проекций всех сил на вертикальную плоскость:

$$N = q_1 + q_2 + q_3 + G + G_q,$$

где q_1, q_2, q_3 — определяют с коэффициентом $\gamma_f = 1,1$;

G — вес призмы грунта в контуре «aicj» с площадью A_G при $\gamma_f = 1,1$;

G_q — вес пригрузки в пределах отрезка l_6 с коэффициентом $\gamma_f = 1,2$.

Вес грунта G находят по формуле:

$$G = \gamma_f \cdot A_G \cdot \gamma'_i$$

Вес пригрузки:

$$G_q = \gamma_f \cdot q^H \cdot l_6$$

Сумма моментов всех вертикальных сил относительно вертикальной оси, проходящей через центр тяжести подошвы (рис. 16):

$$\sum M_{bi} = q_1 l_1 + q_2 l_2 + q_3 l_3 + q_4 l_4 - G l_4 - G_q l_5.$$

Сумма моментов всех горизонтальных сил относительно горизонтальной оси, проходящей через центр тяжести подошвы:

$$\sum M_{ri} = E_r z_1 + E_{qr} z_2$$

Эксцентриситет приложения равнодействующей:

$$e = \frac{\sum M_{ri} + \sum M_{bi}}{N}$$

Краевые давления находят по формулам:

$$P_{max} = \frac{N}{b \cdot 1} \left(1 + \frac{6e}{b} \right) \text{ или } P_{max} = \frac{2N}{3t}$$

Распределенные нагрузки в кН/м² (рис. 16 и рис. 17) определяют от веса грунта и конструкций с коэффициентом $\gamma_f = 1,1$, а от веса пригрузки с коэффициентом $\gamma_f = 1,2$.

Распределенные нагрузки над передней консолью фундаментной плиты:

от веса грунта - $q_1 = \frac{q_1}{b_1}$;

от веса фундаментной плиты - $q_2 = \frac{0,5h_{\text{ф}} \cdot b_1 \cdot \gamma_f \cdot \gamma_M}{b_1}$.

Распределенные нагрузки над задней консолью фундаментной плиты:

от временно распределенной нагрузки –

$$q_3 = q^H \cdot \gamma_f;$$

от веса грунта –

$$q_4 = \frac{h' \cdot l_6 \cdot \gamma_f' \cdot \gamma_f}{l_6};$$

от веса фундаментной плиты –

$$q_5 = \frac{h_{\text{ср}} \cdot l_6 \cdot \gamma_M \cdot \gamma_f}{l_6}$$

Здесь γ_M – удельный вес железобетона $\gamma_M = 25$ кН/м³;

$h_{\text{ср}}$ – средняя толщина задней консоли фундаментной плиты.

Суммарные значения горизонтальных составляющих активного давления на уровне сечения I-I находят с подстановкой значения h' (рис. 17):

$$E_r' = 0,5 \cdot \sigma_r' \cdot h',$$

$$\sigma_r' = \gamma_f \cdot \gamma_f' \cdot h' \cdot \lambda_r,$$

$$E_{qr}' = \sigma_{qr} \cdot h'$$

Изгибающие моменты и поперечные силы в сечениях определяют по формулам:

в сечении I-I

$$M_{1-1} = E_r' \cdot z_1' + E_{qr}' \cdot z_2';$$

в сечении 2-2

$$M_{2-2} = \frac{q_1 \cdot b_1^2}{2} + \frac{q_2 \cdot b_1^2}{2} - \frac{b_1^2}{3} \left(P_1 + \frac{1}{2} P_2 \right);$$

$$Q_{2-2} = q_1 b_1 + q_2 b_1 - 0,5 b_1 (P_1 + P_2)$$

в сечении 3-3

$$M_{3-3} = \frac{q_2 \cdot l_6^2}{2} - \frac{q_4 \cdot l_6^2}{2} - \frac{q_5 \cdot l_6^2}{2} + \frac{l_6^2}{3} \left(\frac{1}{2} P_3 + P_4 \right);$$

$$Q_{3-3} = q_3 l_6 + q_4 l_6 + q_5 l_6 - 0,5 l_6 (P_3 + P_4)$$

Максимальные расчетные усилия M и Q в лицевых и фундаментных плитах должны приниматься по граням сопрягаемых элементов.

Краевые давления на грунт под подошвой стены p_{\min} и p_{\max} определяются из условия расчета по второй группе предельных состояний.

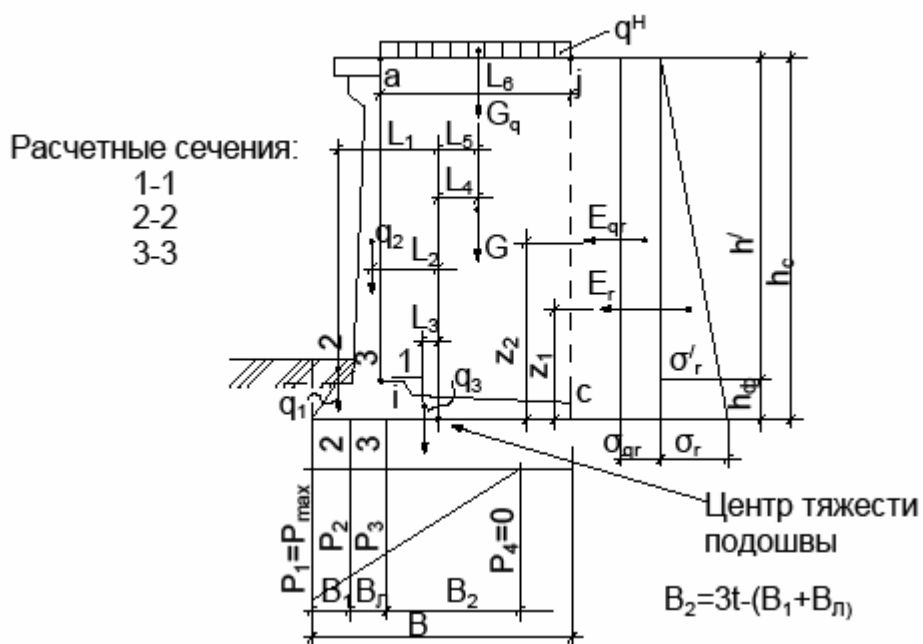


Рис. 18 – Расчетная схема угловой подпорной стены при расчете ее на прочность

Конструктивные указания

1. Габаритные схемы подпорных стен определяются в основном одним параметром – высотой подпора грунта H .
2. Предварительные размеры подошвы массивной подпорной стены назначаются в пределах $0,5-0,7H$.
3. Минимальные размеры сечений элементов подпорных стен:
 - для каменных и бутобетонных – 600 мм;
 - для бетонных – 400 мм;
 - для железобетонных – 100 мм.
4. Основные размеры подпорной стены (высота всей стены, высота перепада, ширина подошвы, вылет консоли) назначаются кратными 300 мм.
5. Толщины кратные 20 мм.

Глубина заложения подошвы и подготовка основания

1. Глубина заложения определяется на основании требований СНиП 2.02.01-83 “Основания зданий и сооружений” и кратна 100 мм.
2. Минимальная глубина заложения для нескальных оснований не менее 0,6м, при скальных – не менее 0,3 м.
3. Под подошвой монолитной стены следует устраивать выравнивающую подбетонку толщиной 100 мм из тощего бетона класса В 3,5.
4. Сборные фундаментные плиты следует устанавливать на подготовленное основание в виде щебня толщиной 100 мм.

5. В продольном направлении подошву стены следует принимать горизонтальной, или с уклоном не более чем 0,02 ‰, при большем уклоне подошву следует выполнять ступеньками.

6. В поперечном направлении подошву следует принимать горизонтальной или с уклоном в сторону засыпки $< 0,125 \text{ ‰}$.

Температурно-осадочные швы

1. Конструкции подпорных стен должны быть разделены по температурно-осадочным швам.

2. Расстояние между швами: у монолитных, бутобетонных, бетонных – 10 м; при армировании – 20 м; монолитные, сборно-монолитные – 25 м; сборные – 30 м

3. Ширина швов – 30 мм.

4. Температурно-осадочные швы решают конструктивно путем установки просмоленной доски.

Обратная засыпка

1. Обратную засыпку пазух подпорной стены рекомендуется производить дренирующими грунтами (песчаными или крупнообломочными) грунты нужно трамбовать до величины удельного веса сухого грунта – $1,65 \text{ т/м}^3$.

2. Не допускается применять для обратной засыпки тяжелые пластичные глины.

Стена в грунте

Общие сведения

«Стена в грунте» - это сооружение, возводимое из монолитного или сборного железобетона или противofильтрационного материала в узких глубоких траншеях. В процессе разработки грунта устойчивость стен траншей обеспечивается за счет заполнения траншеи глинистыми растворами, обладающими тиксотропными свойствами. После разработки траншеи заданных размеров, глинистый раствор замещается различного рода материалами, которые образуют в грунте или несущие конструкции.

Применение в строительстве

- в гражданском - при строительстве подземных этажей высотных зданий, гаражей, складов;
- в транспортном – при строительстве тоннелей, пешеходных переходов, опор мостов, объектов метрополитена мелкого заложения;
- в коммунальном – при возведении глубоких камер и колодцев сточных вод, канализационных коллекторов;
- в гидротехническом – для устройства водозаборов, насосных станций, противofильтрационных завес плотин и дамб, крепления берегов рек и водоемов;
- в промышленном – подземных технологических галерей, бункерных ям, дробильных цехов горно-обогатительных предприятий.

Достоинства:

- возможность устройства подземных сооружений вблизи существующих зданий и сооружений без нарушения их устойчивости и создания динамических нагрузок, что важно при реконструкции объектов;
- отказ от крепления стенок котлованов шпунтом;
- отказ от дорогостоящих способов водопонижения, замораживания при высоком уровне грунтовых вод;
- сокращение трудоемкости возведения ограждающих конструкций и противofильтрационных завес за счет высокой механизации производства труда.

Применение не допускается:

- на площадках с геологически неустойчивыми условиями (карст, оползни, плывуны и т.п.);
- в рыхлых крупнообломочных грунтах;
- в грунтах текучей консистенции.

Классификация подпорных «стен в грунте»

I. По способу изготовления:

- траншейные (непрерывные или сооружаемые секциями);
- свайные (соприкасающиеся или пересекающиеся сваи).

II. По назначению:

- несущие;
- противодиффузионные.

III. По материалу:

- железобетонные;
- бетонные;
- грунтоцементные;
- глинистые;
- комбинированные.

IV. По способу изготовления:

- монолитные;
- сборные;
- сборно-монолитные.

Для монолитных стен применяется тяжелый бетон класса не ниже В 15, для сборных конструкций – не ниже В 22,5.

Рабочая арматура – стержни периодического профиля (А400С, А240С) Ø 10 – 30 мм, распределительная (А240С) Ø 8 – 20 мм.

Толщина защитного слоя ≥ 50 мм.

Конструктивные решения и технология работ по их возведению

Сооружения, возводимые способом «стена в грунте», могут в плане иметь любую форму, которая определяется их технологическим назначением. При возведении подземных гаражей, подвальных этажей высотных зданий, транспортных тоннелей – применяются обычно параллельные, прямолинейные стены.

При строительстве насосных станций, резервуаров – применяются стены круглого очертания.

Ниже приводятся конструктивные схемы сооружений с параллельными стенами

Устойчивость стен подземного сооружения обеспечивается заделкой их нижней части в грунтах, а также применением распорных конструкций:

- железобетонных поясов (при расстоянии между параллельными стенами ≤ 15 м);
- анкеров (при расстоянии между параллельными стенами ≥ 15 м).

Глубина заложения «стен в грунте» назначается исходя из:

- гидрогеологических условий строительной площадки;
- принятой конструкции стен;
- технологии производства работ.

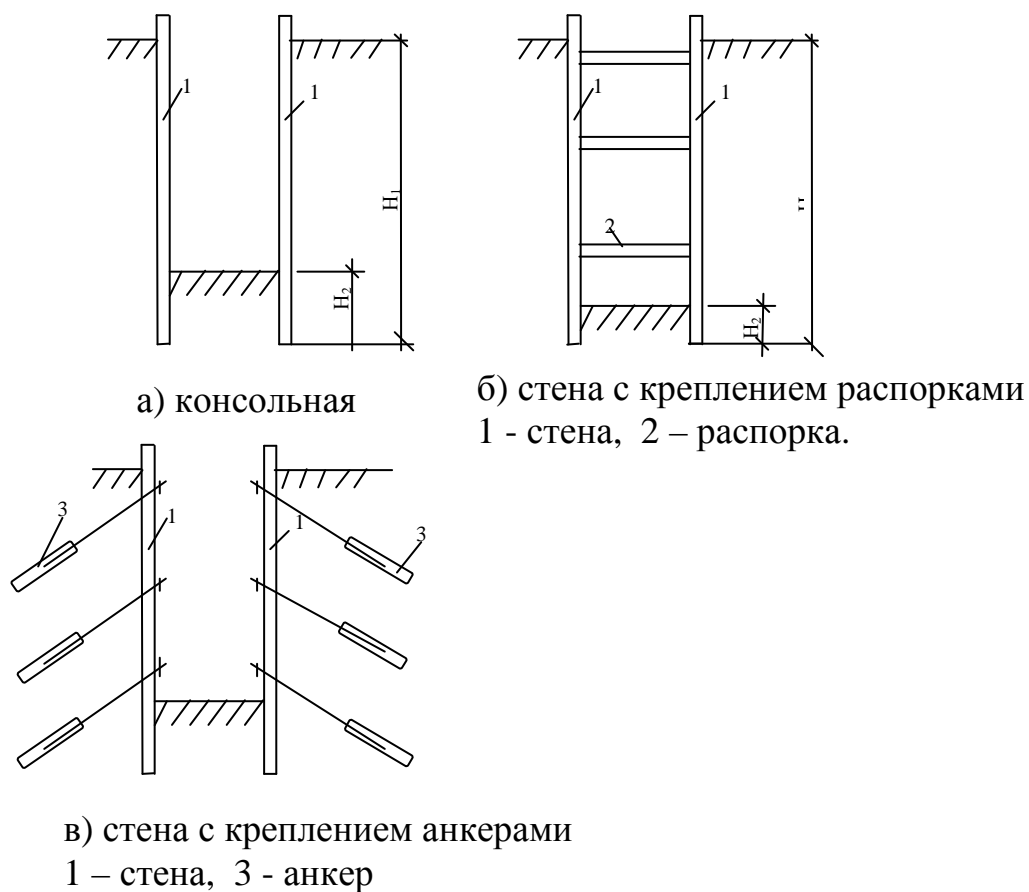


Рис. 19 – Схемы сооружений с параллельными стенами

Устройство круглых в плане сооружений

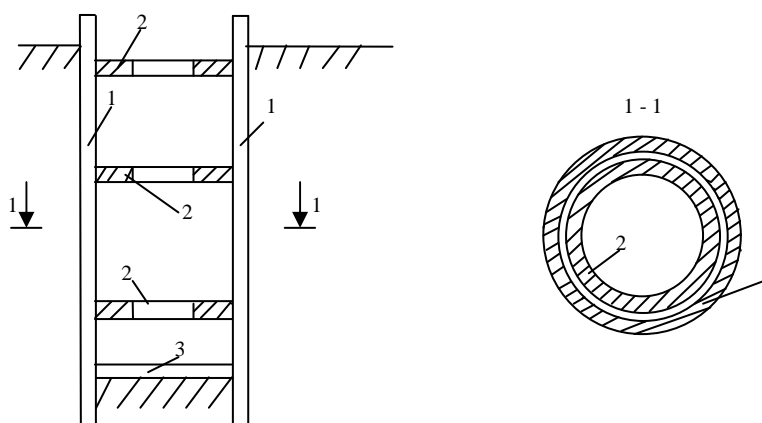


Рис. 20 – Круглые стены в плане:

а) стена с креплением круглыми железобетонными дисками
1 – стена, 2 – железобетонный пояс, 3 – днище сооружения

При расположении подземного сооружения в водонасыщенных грунтах и вблизи залегания водоупора, рекомендуется заглублять низ стены в водоупор от 0,5 – 1,5 м – в зависимости от вида грунта.

Траншейные стены, как правило, должны иметь прямоугольное поперечное сечение толщиной:

- для монолитных стен 0,4 – 1,0 м;
- для сборных стен 0,3 – 0,4 м.

Днище подземных сооружений, выполняемых способом «стена в грунте» обычно выполняется в монолите с предварительным выравниванием дна котлована и устройством дренажного слоя.

Технологии выполнения работ

Траншейные и свайные подпорные стены сооружают поточным методом (захватками). Длина захваток при устройстве траншейных монолитных стен принимается 3 – 6 м, при устройстве сборных стен определяется шириной сборных панелей и составляет 1,5 – 3,5 м.

При сооружении траншейных стен основными строительными работами являются:

- изготовление направляющих стенок (форшахт) для отрывки траншей по контуру сооружения;
- приготовление глинистой суспензии и контроль за ее качеством;
- отрывка между направляющими стенками рабочей траншеи под защитой глинистой суспензии;
- выполнение монолитных или сборных стен.

Форшахта предназначена для укрепления устья траншеи от обрушения в процессе разработки грунта и служит для направления движения грунторазрабатывающих механизмов. Форшахты изготавливаются из сборного или монолитного бетона и железобетона $t_{\text{стенок}} = 15 - 30$ см; $H_{\text{форшахты}} = 80 - 150$ см.

Глинистая суспензия при устройстве «стен в грунте» выполняет следующие функции:

- удерживает стенки траншей от обрушения на период возведения за счет создания на стенки повышенного гидростатического давления;
- образует на стенках траншей малопроницаемый защитный экран;
- облегчает вынос из траншей раздробленного грунта;
- обогащает глинистыми фракциями местный грунт, что позволяет использовать его для заполнения противифльтрационных завес.

Для приготовления глинистых суспензий применяются:

- бентонитовые глины;
- каолинит-гидрослюдистые глины;
- полигорскитовые глинопорошки.

При отсутствии этих составов могут использоваться местные грубо-дисперсные глины, подвергнутые специальной обработке.

Оборудование для устройства «стены в грунте»

Выемка для траншей устраивается с помощью землеройных механизмов:

- экскаваторов (с обратной лопатой, многоковшовых);
- подвесных грейферов (одноканатных, двухканатных, гидравлических);
- штанговых грейферов;
- погруженных электробуров.

После разработки траншеи заданных размеров и зачистки забоя от шлама производится заполнение траншей монолитным или сборным железобетоном. Заполнение траншей осуществляется захватками. При устройстве монолитных стен на каждой захватке выполняются следующие операции:

- заведение в траншею ограничителя между захватками;
- установка арматурного каркаса;
- заполнение захватки бетонной смесью с одновременной откачкой глинистой суспензии;
- извлечение ограничителя после схватывания бетона.

При устройстве сборных траншейных стен после разработки грунта выполняются следующие операции:

- погружение сборных элементов;
- замена глинистой суспензии тампонажным раствором.

Разрез монолитной стены в грунте

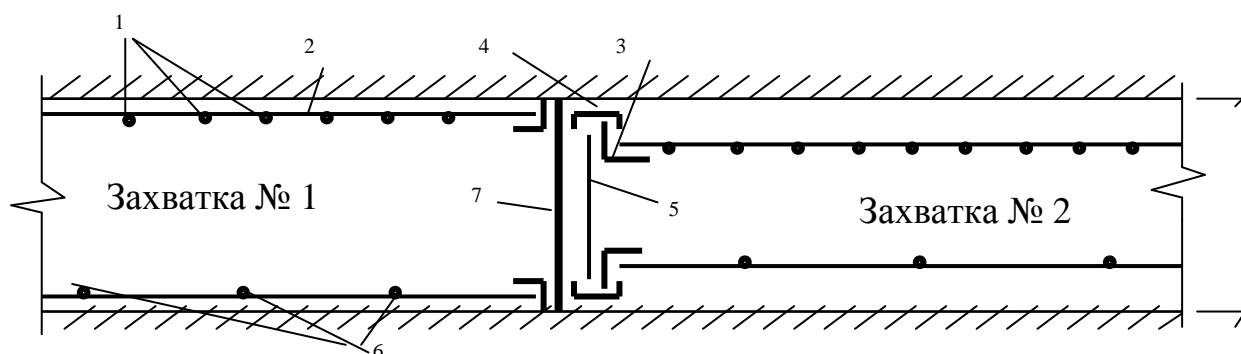


Рис. 21 – Монолитная стена в грунте:

- 1 – рабочая арматура; 2 – монтажная арматура; 3 – уголок;
4 – швеллер; 5 – связь из прутков; 6 – монтажная арматура;
7 – стальной лист ограничитель захватки №1

Разрез сборной стены со шпунтовым соединением

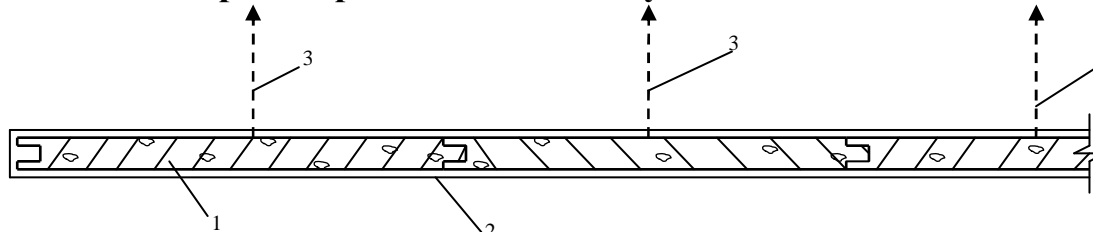


Рис. 22 – Сборная стена в грунте:

- 1 – сборная панель; 2 – глиноцементный раствор; 3 – анкерный тяж

Городские тоннели

Тоннелем принято называть подземное инженерное сооружение, находящееся на известной глубине от поверхности земли и служащее для пропуска транспорта или для других целей.

Городские тоннели служат:

- 1) для пересечения улиц в разных уровнях;
- 2) для пропуска поездов метрополитена;
- 3) для пересечения пешеходами улиц с интенсивным движением;
- 4) для проезда под реками;
- 5) для пересечения горных отрогов (для городов, расположенных в горной местности);
- 6) для прокладки подземных инженерных сетей (тоннели-коллекторы).

Вид и конструкция тоннели зависят от его назначения.

Часто этим определяется и глубина заложения тоннеля под уровнем естественной поверхности земли. По этому признаку тоннели делятся на 2 типа:

I. Тоннели *глубокого заложения*

(расположены на большой глубине в толще горных пород)

II. Тоннели *мелкого заложения*

(устраиваются на незначительной глубине или так, что их верхнее перекрытие располагается непосредственно под естественной поверхностью грунта или вышележащего проезда).

К тоннелям I типа (глубокого заложения), как правило, относятся следующие городские тоннели:

1. Горные тоннели;
2. Тоннели метрополитена;
3. Подводные тоннели.

Основные элементы тоннеля

Для строительства тоннеля необходима выработка – искусственная пустота в земной коре. В устойчивых породах выработку обычно оставляют без закрепления, в неустойчивых – сооружают временную крепь, основными элементами которой являются рошпаны; а затем, обделку. Обделка является важнейшим элементом тоннеля, воспринимающая давление окружающих горных пород и обеспечивающая гидроизоляцию тоннеля. Участки тоннеля, находящиеся возле его выходов, называются порталами. Порталы придают архитектурный вид входам в тоннель на фоне окружающего ландшафта.

Для гидроизоляции тоннелей по технологии ново-австрийского метода (NATM) применяется геомембрана с сигнальным слоем.

Закрытые способы строительства

Закрытые способы строительства тоннелей применяются как для строительства тоннелей глубокого (>20 м), так и мелкого залегания.

В зависимости от того, в какой породе располагается тоннель, выбирают ту или иную технологию строительства:

Устойчивые грунты средней крепости и крепкие

- **Горный способ проходки с использованием буровзрывных работ** – производится обустройство забоя шпурами в которые закладывают заряды взрывчатого вещества и затем происходит взрыв, разрушающий горную породу. Разрушенная порода транспортируется на поверхность, устраивается сначала временная крепь, а затем постоянная обделка.
- **Комбайновый способ проходки** – похож на предыдущий, но разработка грунта осуществляется не взрывами, а при помощи специальных тоннелепроходческих комбайнов с рабочими органами различных типов.

Сильнотрепещиноватые и мягкие породы

- **Новоавстрийский способ проходки (проходка с использованием податливого свода)** – временная крепь (обычно набрызг-бетон плотно нанесённый на породу и армированный) работает совместно с прилегающим грунтовым массивом, укреплённым анкерами, при этом основные нагрузки воспринимает массив. Такая конструкция крепи позволяет увеличить устойчивость свода выработки, без загромождения сечения тоннеля временной крепью. Постоянная обделка может возводиться на значительном удалении от забоя сразу по всему сечению с использованием высокопроизводительных механизмов.
- **Щитовой метод проходки** – при помощи проходческого щита проводится разработка грунта на полное сечение, а затем сооружение обделки тоннеля.

В неустойчивых, обводнённых грунтах и агрессивных средах

- **Специальные способы проходки** – с применением сжатого воздуха, замораживания, водопонижения или закрепления грунтов специальными растворами.
- **Щитовой метод проходки с использованием активного пригруза забоя** – при помощи специальных механизированных проходческих щитов, имеющих герметичную призабойную зону. Активный пригруз может создаваться либо грунтом, перемешиваемым в призабойной зоне, либо специально нагнетаемыми бентонитовой суспензией или сжатым воздухом.

Открытые

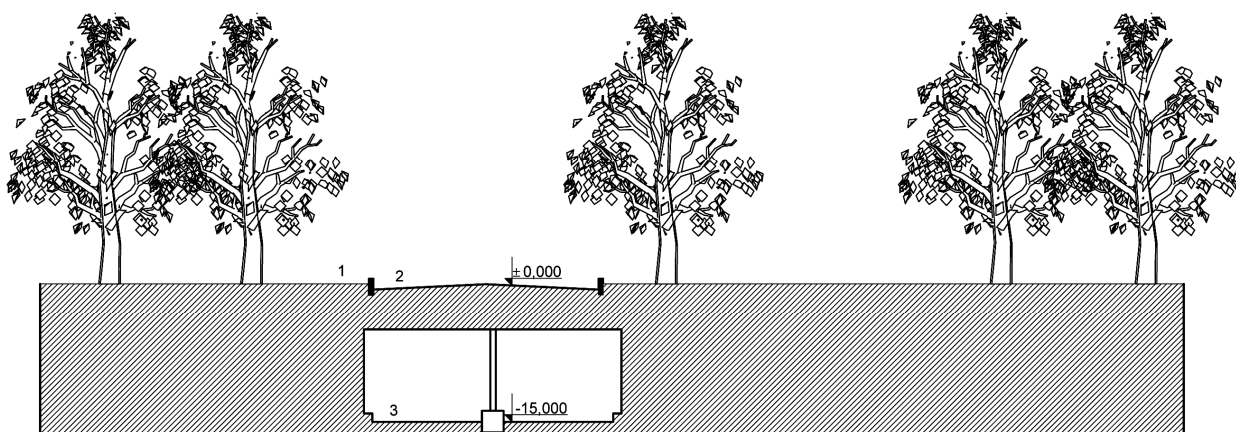
Применяются, как правило, для возведения тоннелей мелкого залегания. По сравнению с закрытыми способами, открытые способы отличаются относительной дешевизной строительства, но при использовании требуют обязательного перекладывания дорог и коммуникаций, находящихся над тоннелем. К открытым способам относят

- **Котлованный** способ – разрывается котлован на полную ширину тоннеля до уровня его подошвы. Стены котлована либо оставляют под углом естественного откоса грунта, либо укрепляют в вертикальном положении. Обделку сооружают в котловане, который затем засыпают грунтом. Данный способ применялся при строительстве метро в Берлине и поэтому иногда называется «берлинским».
- **Траншейный** способ – котлован разрывается по частям, стены возводят методом «стены в грунте». Таким способом часто строят пешеходные тоннели.
- **Щитовой** способ – для возведения используется прямоугольный щит, аналогичный тому, что используется при закрытом способе. С его помощью возводят обделку тоннеля.

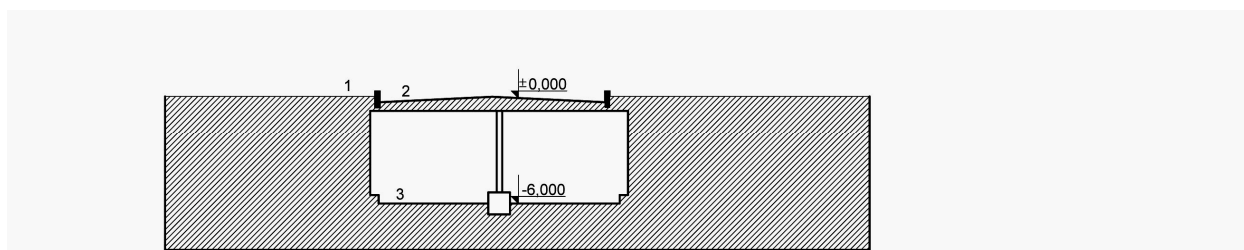
При сооружении тоннелей в сложных инженерных условиях используют различные специальные методы (дренаж, замораживание грунтов, кессонный способ с применением сжатого воздуха и пр.).

Пример

I.



II.



1. Тротуар
2. Проезжая часть для общественного и местного транспорта
3. Проезжая часть для транзитного транспорта.

К тоннелям II типа (мелкого заложения), как правило, относятся тоннели:

1. Для пропуска уличного движения;
2. Тоннели-коллекторы;
3. Пешеходные тоннели.

Сооружение глубоких тоннелей связано с выполнением трудоемких работ по разработке и извлечению горных пород.

Проще постройка тоннелей мелкого заложения, которая обычно ведется открытым способом в котлованах. Однако, в городских условиях (при наличии густой застройки и интенсивном уличном движении), возведение тоннелей открытым способом вызывает большие трудности.

Строительству тоннелей должно предшествовать изучение геологических и гидрологических характеристик пород, залегающих на их трассе.

Для этого проводятся подробные инженерно-геологические и гидрологические исследования, которые позволяют выяснить:

- а) характер и условия залегания горных пород;
- б) их физико-технические характеристики;
- в) наличие, уровень грунтовых вод; химический состав; интенсивность и направление притока подземных вод.

Разведка ведется путем бурения и отбора проб грунтов и грунтовых вод.

Бурение проводится на глубину более $6\div 10$ м отметки низа тоннеля. Это позволяет судить о физико-химических свойствах грунтов, залегающих как выше, так и ниже тоннеля.

При геологических исследованиях должны использоваться данные ранее проведенных в данных районах геологических разведок, существующие геологические карты, разрезы.

При проектировании городских тоннелей должен учитываться тот факт, что реконструкция этого вида сооружений крайне трудна. Поэтому при планировке их должны учитываться перспективы развития интенсивности и скоростей движения транспорта на значительное время > 20 лет.

Жестких нормативов для проектирования городских тоннелей нет. Форма и размеры внутреннего очертания городских тоннелей назначаются в зависимости от габаритов, необходимых для пропуска городского движения транспорта или пешеходов.

При проектировании продольного профиля городских тоннелей под автомобильное движение уклоны подходов (рамп) $4\div 4,5\%$. В пределах самого тоннеля уклон не более $2\div 3\%$ (иногда до $4\div 5\%$). Из-за необходимости отвода воды, продольный уклон не должен и быть менее $2\div 3\%$. В плане тоннелей надо избегать крутых кривых, радиус закругления для автомобильного движения $> 200\div 300$ м. Важным вопросом является для тоннелей – вентиляция. В коротких тоннелях вентиляция может быть естественной. В длинных тоннелях вентиляция обязательно искусственная. Необходимо учитывать, что количество выхлопных газов автомашин увеличивается с увеличением крутизны подъема профиля дороги, поэтому это обстоятельство влияет на обоснование допустимых уклонов продольного профиля тоннелей, которые делают более пологими, чем на открытых участках улиц.

Тоннели для пропуска уличного движения в разных уровнях

В современных городах тоннели используются для развязки пересечения улиц в разных уровнях, для скоростных магистралей, для пересечения пешеходных улиц и площадей с оживленным движением, для подземных автостоянок. Эти тоннели – обычно мелкого заложения. Въезды, сходы в эти тоннели короткие. Прокладка тоннелей мелкого заложения обычно ведется открытым способом, поэтому их трасса должна проходить вне зоны застройки. Эти тоннели устраивают вдоль улиц (под улицами, площадями, зелеными насаждениями).

Проектирование тоннелей мелкого заложения связано с вопросами перекладки и прокладки подземных инженерных сетей. Избежать перекладки **разводящих сетей** водопровода, теплосети, фекально-хозяйственной канализации, газопроводов, ливневой канализации и кабельных линий обычно не представляется возможным. Однако, при проектировании необходимо избегать пересечений с **магистральными инженерными подземными сетями**: водоводы, теплофикационные каналы, коллекторы фекально-хозяйственной канализации, общие коллекторы для подземных сооружений, газопроводы высокого давления, силовые маслонаполненные кабели с напряжением 110 кВ, тоннели метрополитена и т.п.

При выборе транспортного сооружения предпочтение отдают такому типу пересечения, строительство которого в наименьшей степени потребует перекладки существующих подземных сооружений.

Простейший вид тоннеля мелкого заложения для развязки улиц в разных уровнях устраивают на перекрестке скоростного движения под пересекаемой улицей (без развязки угловых транспортных потоков).

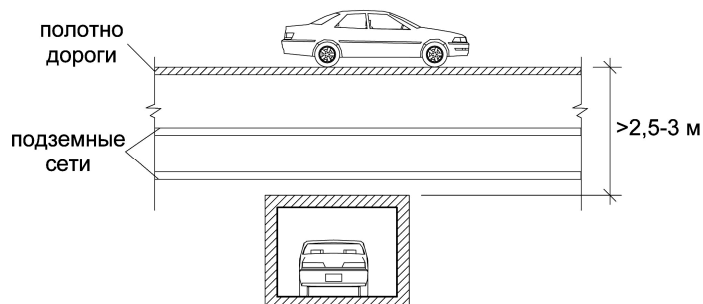
Ширину тоннеля назначают в зависимости от ожидаемой интенсивности движения.

Тоннель состоит из:

- а) открытых участков-подходов;
- б) закрытой собственно тоннельной части.

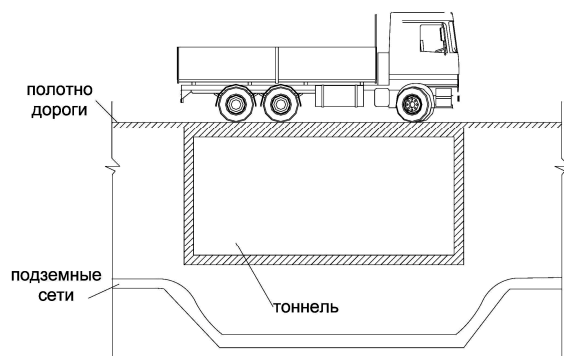
Глубина заложения тоннеля под уровнем естественной поверхности земли может быть разной:

1. Если хотят сохранить подземные сети, расположенные вдоль улицы, нетронутыми, тоннель располагают ниже их, на глубине 2,5÷3 м и более от поверхности земли (под сетями).



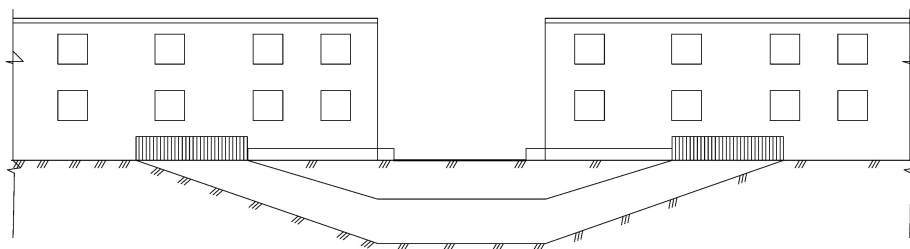
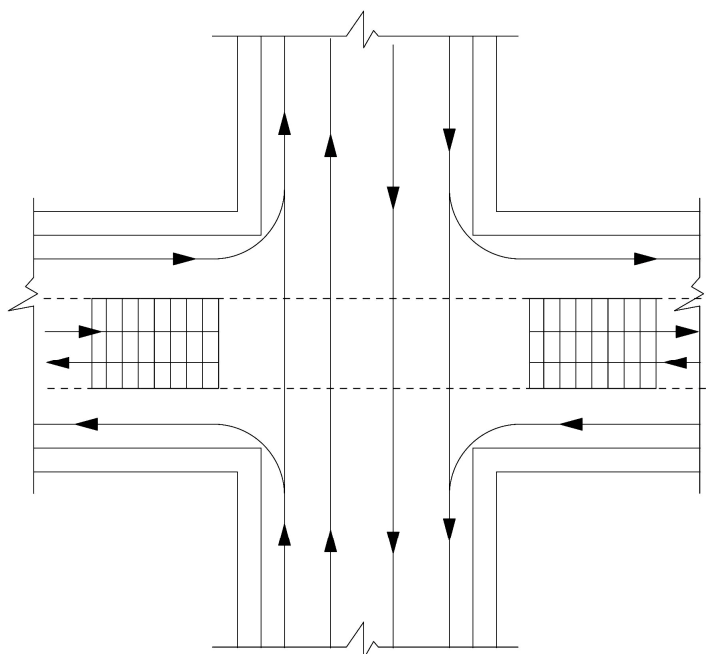
В этом случае наклонные участки тоннеля получают значительное развитие и общая длина тоннеля получается больше.

2. Если хотят сократить длину тоннеля и глубину его закладки. В этом случае тоннель пересекает подземные сети. При этом возникает необходимость полной или частичной их перекладки.



Верх тоннеля в этом случае можно расположить непосредственно под полотном вышележащей улицы или опустить на небольшую глубину. Для этого решения трубопроводы и часть кабелей могут быть подведены под устраиваемый тоннель, или выведены в сторону.

Схема устройства тоннеля для пересечения улиц в разных уровнях



Открытые участки тоннелей должны быть ограждены периллами или парапетом.

В пониженных точках тоннеля устраивают водосборные колодцы, которые снабжены насосами для перекачки воды в ливневую сеть.

В городской застройке большое распространение получили тоннельные **пешеходные переходы**. Особенно часто используются для перехода через широкие улицы с интенсивным движением, для устройства подземных выходов из мест скопления пешеходов (вокзалы, станции метро и др.) Альтернативное тоннелям решение в данном случае в виде пешеходных мостов не всегда выполнимо. Часто пешеходные мосты нарушают перспективу улицы, мешают своими опорами движению транспорта, нарушают архитектурный ансамбль застройки.

Пешеходные тоннели под улицами желательно делать с более мелким заложением (для того, чтобы уменьшить высоту, на которую необходимо опускаться и подниматься пешеходам).

Однако этот вопрос связан с пересечением тоннелем подземных сетей.

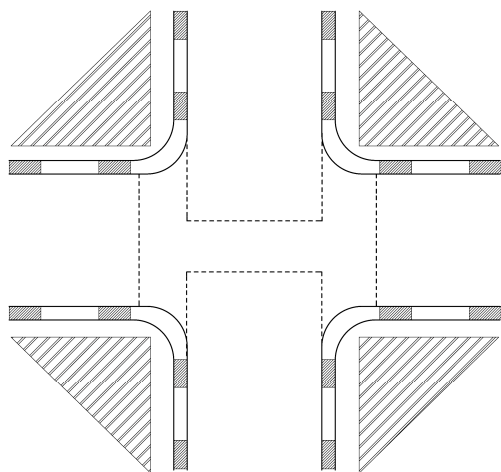
Более глубокое заложение, не затрагивая подземного хозяйства улиц, требует большой длины тоннеля и увеличивает преодолеваемую пешеходом высоту.

Выбирать то или иное решение можно из следующих соображений:

- если переходы расположены далеко друг от друга, то перекладка сетей возможна; переходы могут быть мелкого заложения;
- если переходы располагаются на улице достаточно часто, тогда тоннели необходимо опускать глубже, чтобы не затрагивать подземные сети. В этом случае рационально устройство эскалаторов на выходе. Входы и выходы могут быть устроены или за счет помещений зданий основной застройки улиц или возведены специальные строения (если имеются широкие тротуаты, зеленые полосы).

Иногда для спуска в подземные переходы используются пандусы, их уклон для открытых не более $1/10$, для закрытых $1/10$ до $1/6$.

Схема тоннельного пешеходного перехода под перекрестком (наиболее простое решение)



Для входа и выхода простые лестницы, выходящие на края тротуаров.

Тоннель имеет мелкое заложение, это позволяет иметь лестницы лишь с двумя маршами.

В плане имеет двутавровую форму, связывающую четыре угла тротуаров перекрестка.

Тоннели-коллекторы

Это специальные тоннели для пропуска кабелей и трубопроводов городских инженерных сетей. Эти тоннели-коллекторы располагаются обычно вдоль трассы улиц. По конструкции они являются тоннелями мелкого заложения, отличие в том, что они имеют небольшую ширину и высоту сечения отверстия.

Конструкция тоннелей мелкого заложения

Тоннели мелкого заложения устраивают чаще всего прямоугольного сечения. Это объясняется открытым методом возведения этих тоннелей и условиями работы конструкций под нагрузкой. Прямоугольное сечение тоннеля также позволяет меньше заглублять его по отношению к сводчатому тоннелю при одинаковой рабочей высоте тоннелей.

Прямоугольный тоннель состоит из:

- а) боковых стенок;
- б) верхнего перекрытия;
- в) нижней плиты (фундамент, лоток).

По условиям возведения тоннели мелкого заложения могут быть:

- а) монолитные;
- б) сборные;
- в) сборно-монолитные.

По конструкции тоннели могут иметь плитные или ребристые покрытия и стенки.

Плитные тоннели проще в изготовлении, однако, менее экономичны по материалу.

При монолитной конструкции плитный тоннель в поперечном сечении представляет собой замкнутую железобетонную раму, армированную в растянутых зонах рабочей и распределенной арматурой (сетками). Наиболее интенсивно работают на вертикальное давление грунта нижняя и верхняя плиты тоннеля, их изготавливают толще боковых стенок тоннеля, которые работают на горизонтальное давление грунта.

При ширине тоннеля, превышающей 5÷6 м, толщина горизонтальных его плит получается очень значительной. В этом случае целесообразнее устраивать **двухпролетный тоннель с промежуточной опорой**. Эта опора может быть выполнена из отдельных стоек или сплошной поперечной стенки.

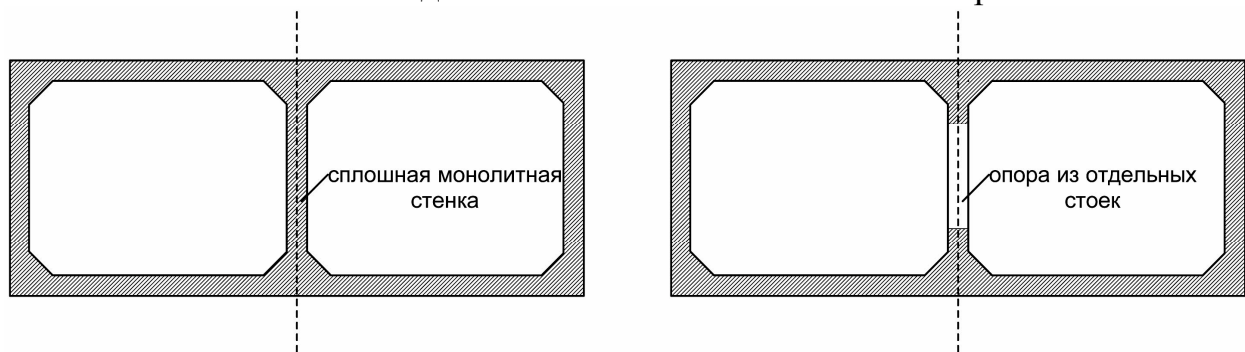


Рис. 23 – Поперечное сечение монолитных конструкций тоннелей:

а) со сплошной поперечной стенкой; б) с опорой из отдельных стоек

Сборные тоннели могут собираться из отдельных элементов не связанных между собой монолитно. Так, например, тоннель может быть образован из боновых стенок, опертой на них плиты перекрытия и нижнего лотка.

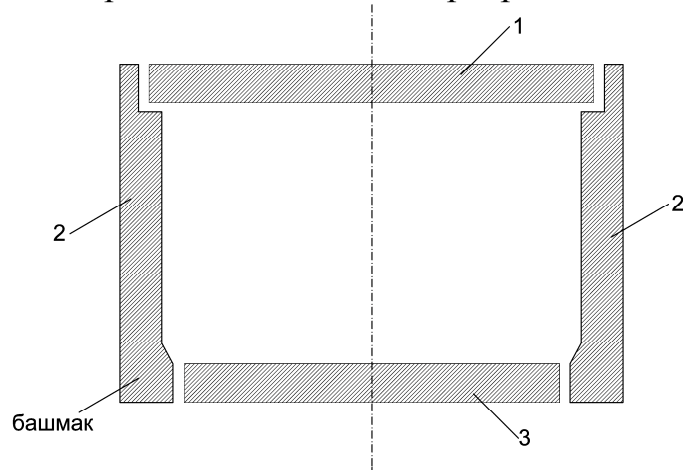


Рис. 24 – Поперечное сечение тоннеля плитной конструкции:

1 – железобетонная плита перекрытия;

2 – стенки-устои;

3 – нижний лоток.

При такой конструкции верхняя железобетонная плита поддерживает вышележащий грунт и передает свои опорные давления станкам-услоям. Стенки воспринимают боковое давление грунта и передают вертикальное давление на нижележащие породы. Такие применяют только при прочных грунтах (не требуется распределение давления на всю ширину его лотка). Эти конструкции не применяют при водонасыщенных грунтах.

Для обеспечения конструкций применяют ребристые конструкции перекрытий и стенки.

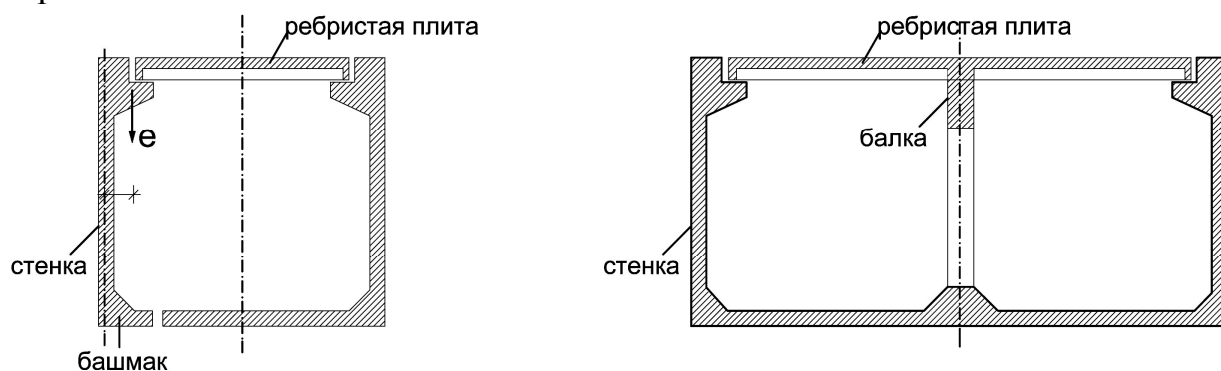


Рис. 25 – Поперечное сечение сборно-монолитных тоннелей с ребристым перекрытием

Перекрытие состоит из плит, которые расположены поперек тоннеля. Оно поддерживается боковыми стенками, которые опираются на грунт башмаками или передают давление через нижнюю плиту (лоток), жестко связанную с ними. Такое решение применяется при слабых грунтах.

В двухпролетном тоннеле устраивается промежуточная опора в виде сплошной стенки или отдельных стоек, на которые укладываются продольные прогоны.

В длинных тоннелях мелкого заложения для предотвращения разрушений от температурных деформаций обязательно устройство температурных (деформационных) швов через 40÷60 м.

Рассмотрим конструктивные особенности тоннелей разного назначения.

Конструкции коммуникационных тоннелей

Типовые унифицированные сборные железобетонные тоннели представлены в серии ИС-01-05.

В этой серии содержатся одно- и двухсекционные тоннели высотой 2100, 2400 и 3000 мм при ширине от 1500 до 4200 мм. Типовые конструкции тоннелей применяются при заглублении верха перекрытия не менее чем на 0,7 м и не более чем 2 м. Они разработаны для прокладки в непросадочных и просадочных сухих грунтах и при наличии грунтовых вод в несейсмических и сейсмических районах.

Односекционные тоннели устраиваются из сборных железобетонных плит (рис. 1), а двухсекционные – из сборных железобетонных плит для стен и перекрытий, а днища их возводятся из монолитного железобетона. Плиты перекрытий смежных секций опираются на прогон, устраиваемый по стойкам с шагом 3 м (рис. 2).

Для сборных вариантов проектирования тоннелей разработаны сортаменты основных элементов тоннелей.

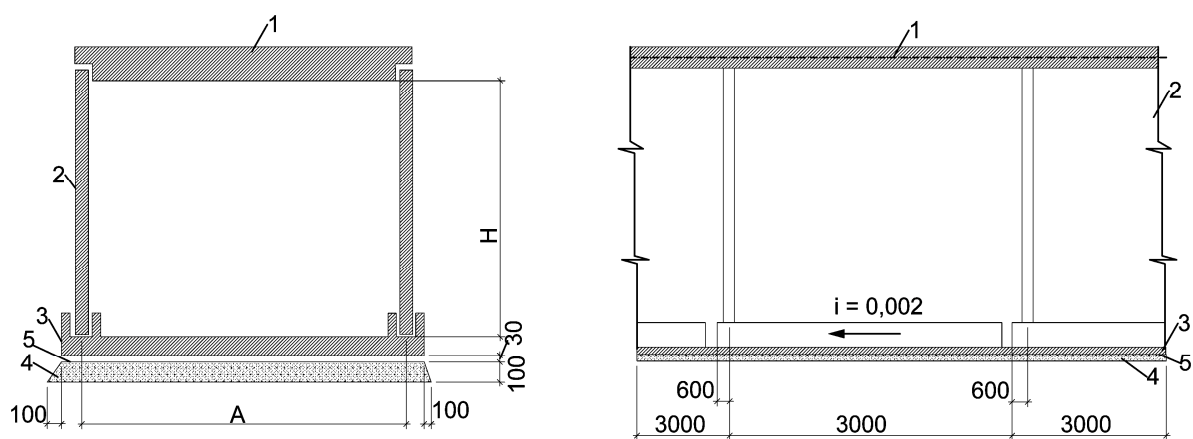


Рис. 25 – Продольный и поперечный разрезы односекционного тоннеля:

1 – плита перекрытия марки ПТ; 2 – плита стеновая марки ПСТ;

3 – плита днища марки ПДТ; 4 – подготовка из бетона марки 50;

5 – песчаный выравнивающий слой

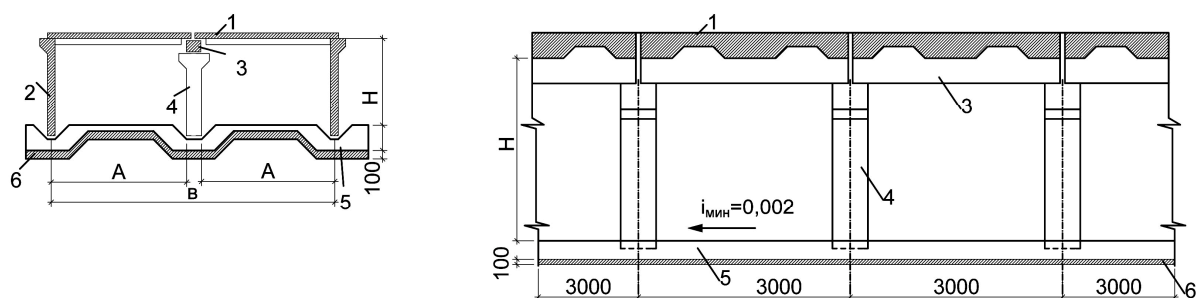


Рис. 26 – Продольный и поперечный разрезы двухсекционного тоннеля:
 1 – плита перекрытия марки ПТ; 2 – плита стеновая марки ПСТ;
 3 – прогон марки ПРТ; 4 – стойка марки СТ; 5 – монолитное днище;
 6 – подготовка из бетона марки 50.

Стеновые плиты соединяются с плитами днищ с помощью пазов, замоноличиваемых бетоном класса В20 на мелком щебне. Длина стеновых плит вдоль трассы 3000 мм, плит днища и плит перекрытия 1500 и 3000 мм. Используются и доборные плиты перекрытий и стеновых плит. Длина доборных элементов 600 мм. В местах уширений и поворотов стены и днища тоннелей выполняются в монолитном железобетоне. Для отвода воды из тоннелей, днищу придается продольный уклон $i_{min} = 0,002$. По покрытию устраивается гидроизоляция с поперечным уклоном 4%.

Для выходов из тоннеля устраиваются шахты из сборных железобетонных колец, перекрываемые чугунными люками. При возведении тоннелей для районов с сейсмичностью 7÷8 баллов и ниже, выполняется подготовка под основание – 100 мм из бетона класса В 7,5 марки 50. При устройстве тоннелей в районах с высоким уровнем грунтовых вод устраивается гидроизоляция – асфальтовая из холодных мастик, асфальтовая на горячих растворах или оклеечная. Если уровень грунтовых вод ниже верха перекрытия тоннеля, гидроизоляцию следует предусматривать не менее, чем на 0,5 м выше максимального уровня грунтовых вод, а выше стены должны быть изолированы против капиллярной влаги.

Тоннели маркируются буквой Т и цифрами, обозначающими их геометрические размеры и число секций. Например, Т210-210 – односекционный тоннель шириной 210 см, высотой 210 см; 2Т360-240 – двухсекционный тоннель с шириной секций по 360 см, высотой 240 см. По серии ИС-01-05 разработано 29 типоразмеров железобетонных изделий.

В этом же разделе кратко остановимся на **коммуникационных каналах**.

Существует разделение каналов по:

конструкционному типу

а) лотковые;

б) сборные (собираемые из плит, днища, стен и перекрытия).

секционности

а) одно; б) двух; в) многосекционные каналы.

Лотковые каналы (КЛ)

Типовые унифицированные сборные железобетонные каналы представлены в серии ИС-01-04.

В этой серии разработаны конструкции непроходных каналов, предназначенных для прокладки трубопроводов различного назначения и кабелей. При подземной прокладке верх перекрытия должен быть заглублен не менее чем на 0,7 м и не более чем на 2 м.

В серию вошли односекционные каналы высотой $H = 300, 450$ и 600 мм в виде лотковых элементов со сборными плитами перекрытий.

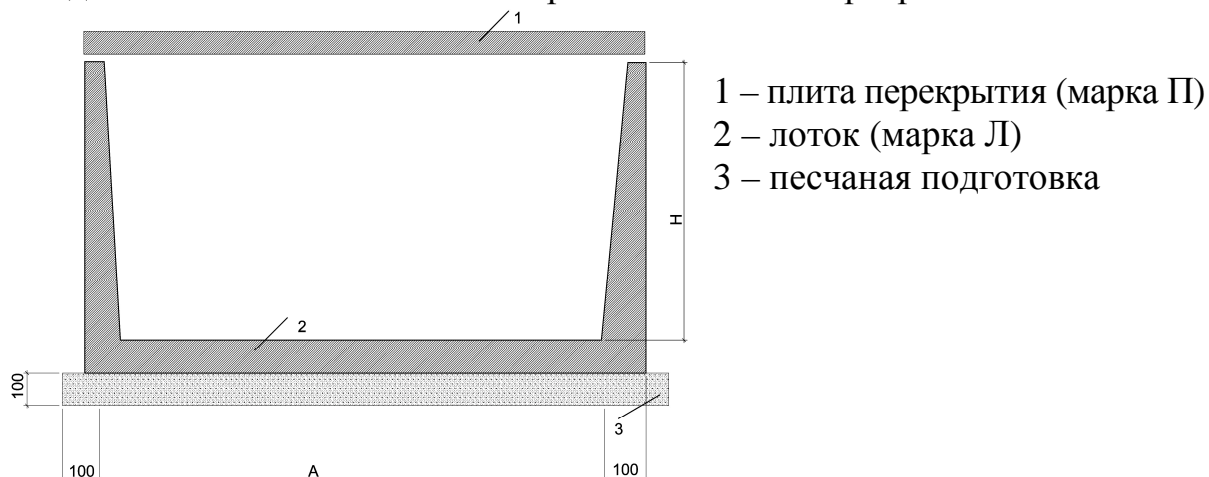


Рис. 27 – Поперечный разрез односекционного канала марки КЛ из лотковых элементов

В серию также вышли одно и двухсекционные каналы высотой 900, 1200 мм. Эти каналы могут быть образованы путем установки одного лотка на другой. При возведении этих каналов лотковые элементы соединяются между собой с помощью корытышек из швеллеров, закладываемых в продольные швы.

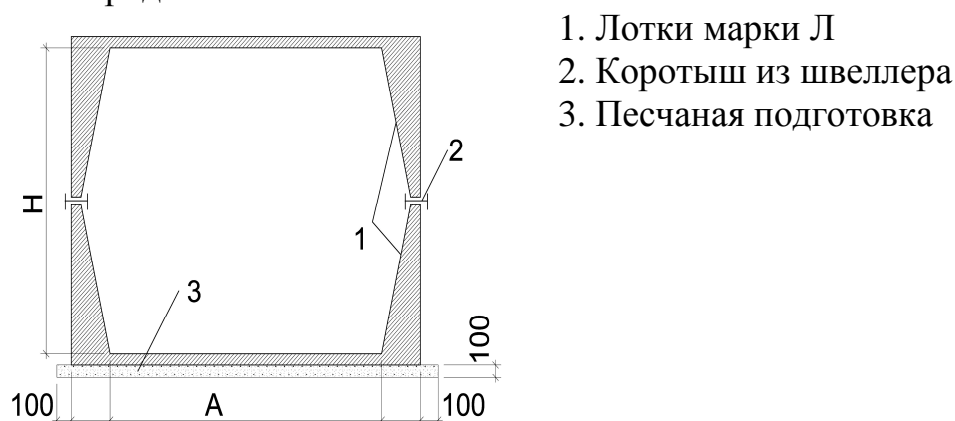


Рис. 28 – Поперечный разрез односекционного канала марки КЛ с из двух лотков, установленных один на другой

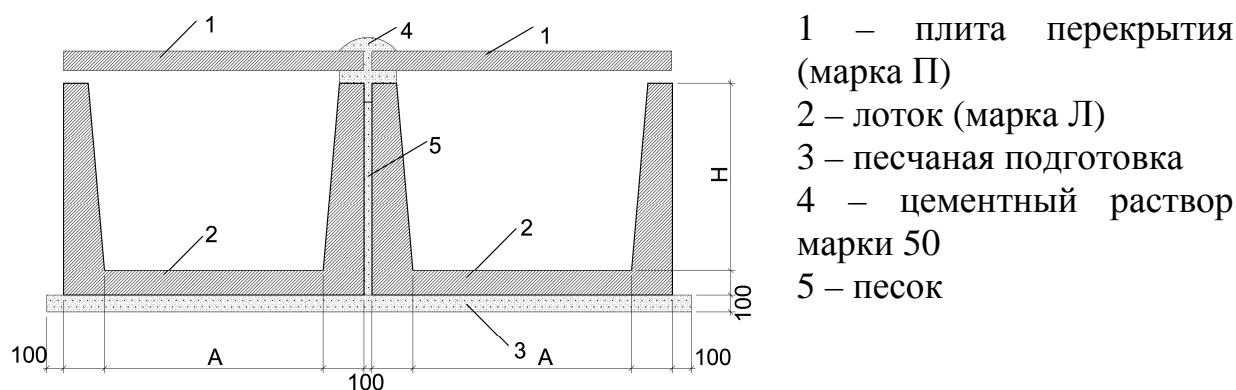


Рис. 29 – Поперечный разрез двухсекционного канала марки 2КЛ из лотковых элементов

Для отвода воды днищу каналов придается уклон 0,002.

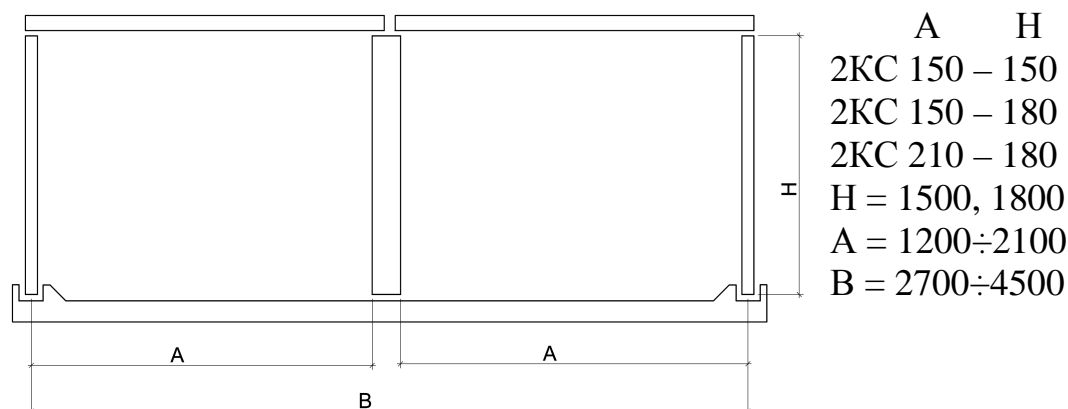
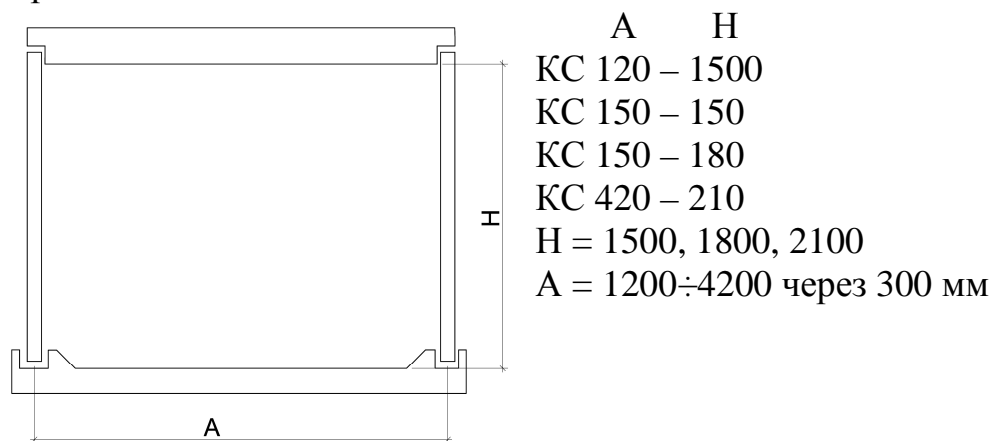
Для подземных каналов расстояние между деформационными швами не более 50 м.

Конструкции полупроходных каналов (сборные) (КС)

Для этого типа каналов разработаны конструкции с габаритами промежуточными между непроходными каналами и проходными тоннелями.

Высота этого типа каналов принята 1500, 1800, 2100 мм. Серия ХТР1-1. Предназначены для прокладки технологических трубопроводов, совмещенной прокладки коммуникаций.

Марка канала



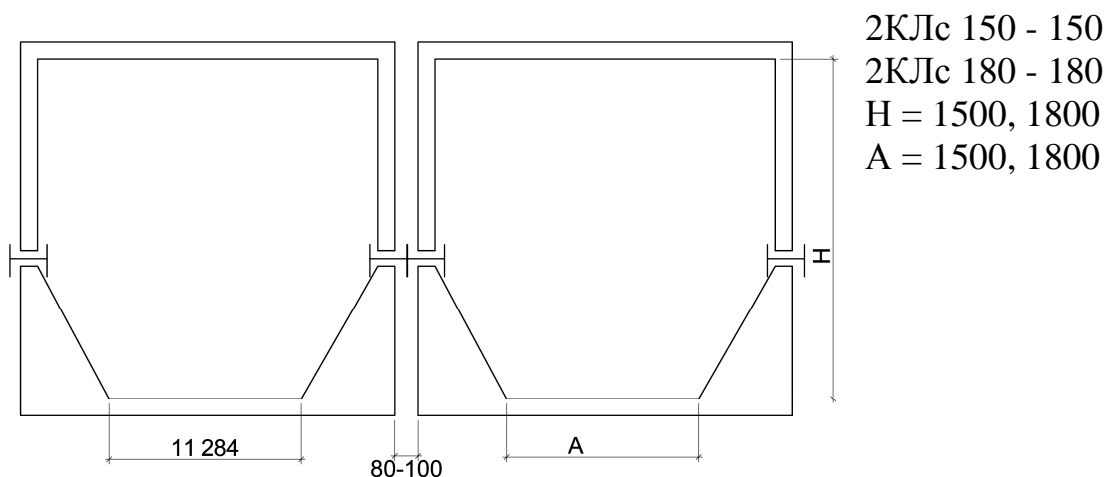


Рис. 30 – Габаритные схемы полупроходных каналов.

Минимальное заглубление 0,7 м, максимальное – 2 м.

Конструкции полупроходных каналов серии ХТР1-1 проверены на гидростатическое давление и могут применяться при высоком уровне грунтовых вод (1 м от поверхности земли), при условии проверки конструкций на устойчивость против всплытия.

Пешеходные тоннели **Конструктивные особенности**

Область применения

Создание специальных пешеходных путей, изолированных от транспорта, удобных и доступных населению.

Преимущества

В отличие от мостов пешеходные тоннели защищают пешеходов от воздействия вредных газов, неблагоприятных погодных факторов. Пешеходные тоннели не стесняют проезжую часть дороги. Легче осуществляется связь с подземными сооружениями.

Недостатки

1. Сооружение пешеходных тоннелей связано с выполнением большого объема земляных работ и переустройства подземных коммуникаций.

2. Строительство пешеходных тоннелей в центре города (без перерыва уличного движения) значительно дороже, чем таких же тоннелей на незастроенных территориях.

3. Стоимость сооружения тоннеля в 1,5-2 раза превышает стоимость строительства моста.

Пешеходные тоннели в городах сооружаются:

1) по трассе скоростных дорог и магистралей;
2) на улицах и дорогах с регулируемым движением транспорта, при интенсивности пешеходного движения через проезжую часть > 3000 чел/час и при ее ширине > 14 м;

3) на улицах и дорогах с нерегулируемым движением транспорта, интенсивность > 600 автомобилей в час и интенсивностью пешеходного движения > 1500 чел/час;

4) на перекрестках, развилках улиц и дорог, крупных площадях;

5) в местах наибольшего тяготения пешеходных потоков: станций метро, железнодорожных вокзалов, авто- и аэровокзалов и т.п.

Входы в тоннели и выходы из них

В зависимости от глубины заложения тоннеля, рельефа местности, наличия свободной территории, интенсивности пешеходных потоков и других факторов применяют: лестничные, пандусные, эскалаторные, лифтовые или комбинированные входы и выходы. Они могут размещаться только по концам пешеходных тоннелей, а также и в промежуточных сечениях. Входы и выходы могут располагаться по направлению тоннеля, перпендикулярно или под углом к его оси; их можно устраивать непосредственно на тротуарах, в первых этажах или подвалах зданий, а также делать совмещенными с подземными сооружениями: станциями метрополитена, гаражами и т.п.

При интенсивности пешеходного движения < 7000 чел/час и глубине заложения пола тоннеля $< 3 \div 3,2$ м – устраивают лестничные входы и выходы.

Лестничные марши должны иметь уклон $< 1 : 3,3$ с размерами ступеней 12×40 см.

При интенсивности пешеходного движения > 7000 чел/час и глубине заложения пола тоннеля $> 3 \div 3,2$ м – устраивают эскалаторы.

При определенном рельефе можно применять сходы в тоннель в виде пандусов с уклоном 60 %, иногда 80 %.

Поперечные сечения – могут иметь прямоугольное, сводчатое и круговое поперечное сечение.

Ширину пешеходных тоннелей назначают, исходя из перспективной интенсивности пешеходных потоков и пропускной способности 1 м тоннеля.

Определяя размеры пешеходных тоннелей надо учитывать, что ширина их в свету должна быть ≥ 3 м, а высота – 2,3 м. Ширина лестничных и пандусных сходов $\geq 2,25$ м. Обычно пешеходные тоннели устраивают шириной 4, 6 и 8 м.

Материалы – должны обладать повышенной прочностью, водонепроницаемостью, морозостойкостью, огнестойкостью, стойкостью к электрохимической агрессии, должны обладать большой долговечностью. Материалы – бетон, железобетон, сталь, чугун. Класс бетона для бетонных конструкций $\geq B15$, толщина несущих элементов ≥ 20 см.

Для железобетонных ненапрягаемых конструкций – бетон класса

- для монолитных $\geq B15$

- для сборных $\geq B20$ толщина ≥ 15 см.

Для предварительно напряженных железобетонных конструкций марка бетона должна быть $\geq B20$.

При строительстве подземных сооружений в сложных инженерно-геологических условиях в качестве несущих конструкций применяют обделки из чугунных тюбингов.

Конструкции пешеходных тоннелей

Состоят из: - закрытой (тоннельной части)

- открытой (лестничной, пандусной или эскалаторной) – выходы - входы.

Разработаны типовые сборные железобетонные конструкции однопролетных и двухпролетных систем.

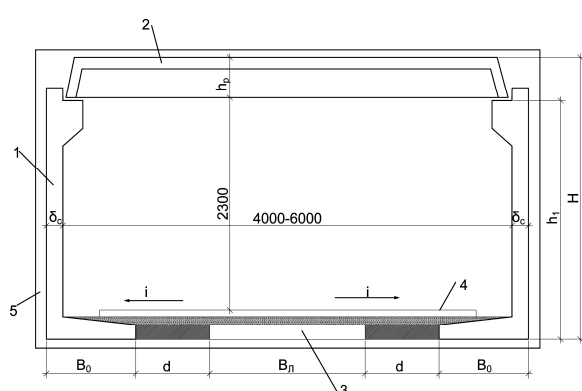
Однопролетные (шириной 4, 6 м) собираются из трех типов блоков: лоткового, двух стеновых и блока перекрытия.

Необходимость в специальных блоках фундаментных отпадает из-за:

- пешеходные тоннели меньше транспортных;
- усилия, передающиеся на грунт невелики.

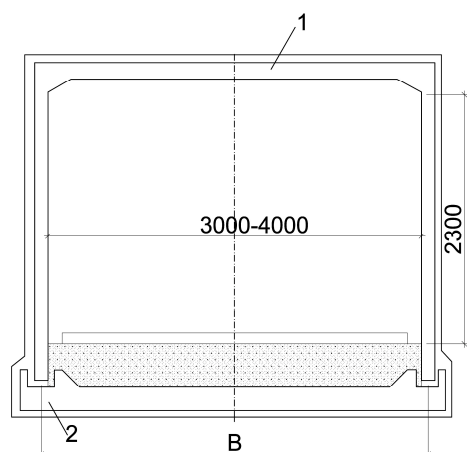
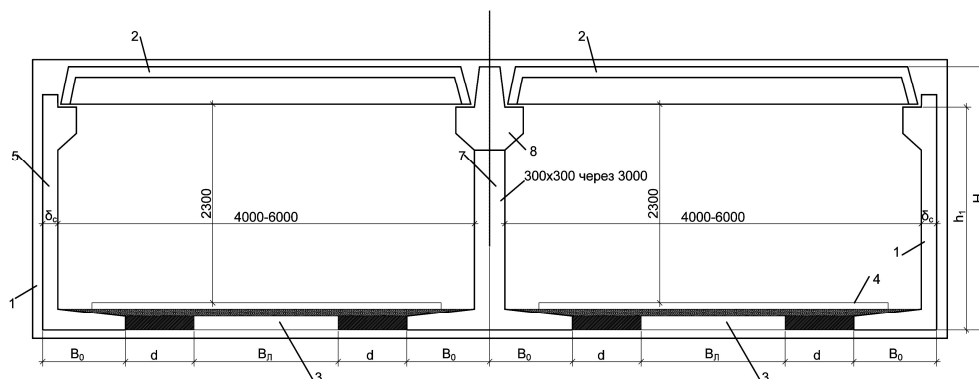
Из-за этого стеновые блоки пешеходных тоннелей снабжены в нижней части консольной пятой, опирающейся на грунт, а верхней части – выступом для установки плит перекрытия.

Стеновые блоки имеют ширину $b = 1,48$ м, толщину $\delta = 0,2 \div 0,25$ м. Блоки перекрытий – П-образного поперечного сечения шириной $b = 1,48$ м, 1,31 м, высотой (толщиной) $h_p = 0,3 \div 0,45$ м, длиной $l = 4,12; 6,1$ м.



- 1 – стеновой блок
- 2 – блок перекрытия
- 3 – лотковый блок
- 4 – покрытие пола
- 5 – гидроизоляция
- 6 – подколонник
- 7 – колонна
- 8 – прогон

Двухпролетные пешеходные тоннели состоят из двух отсеков шириной 4; 6 м и более, разделенные рядом колонн, располагаемых через 3 м от оси тоннеля.



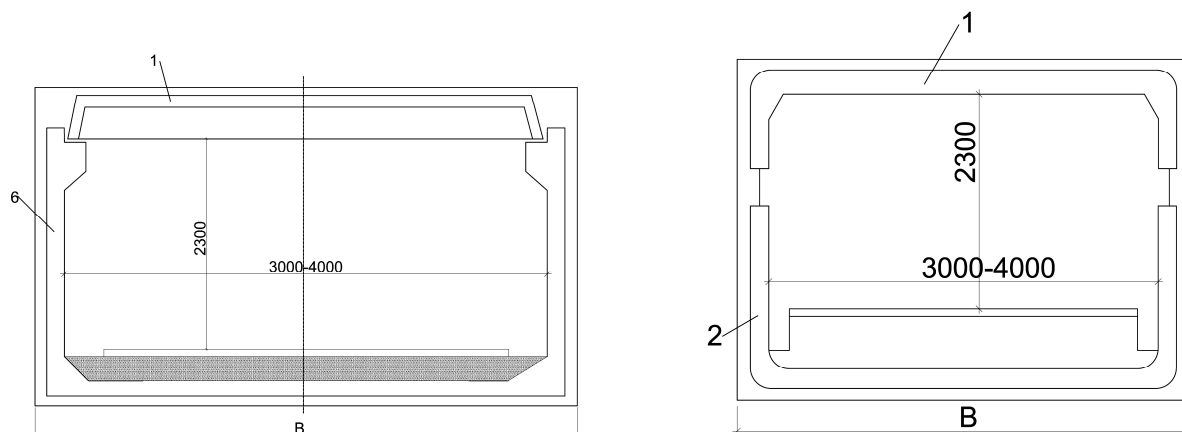
Колонны прямоугольного поперечного сечения (30x30, 40x40, 30x40 см), опираются на подколонники и несут продольный прогон (прямоугольного или таврового сечения).

Блоки перекрытия П или Т-образные, если пролеты пешеходных тоннелей $< 3 \div 4$ м, их выполняют из облегченных плит с овальными или круглыми пустотами.

Применяются конструкции однопролетных тоннелей, состоящих из П-образных блоков, опирающихся на плоский лотковый элемент.

1 – верхний блок; 2 – нижний блок.

Используются также конструкции из Ц-образных блоков, на которые опирают блоки перекрытия.

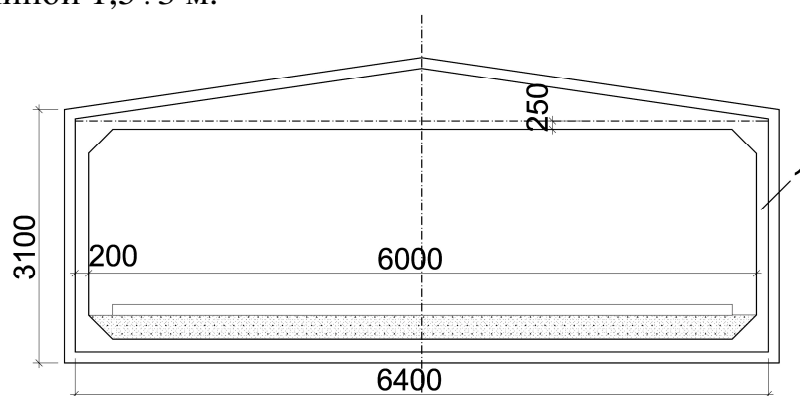


Пешеходные тоннели могут быть выполнены из 2х П-образных железобетонных блоков, установленных один на другой. 1 – верхний блок. 2 – нижний блок

Стык верхних и нижних блоков устраивается путем сварки выпусков арматуры с последующим обетонированием.

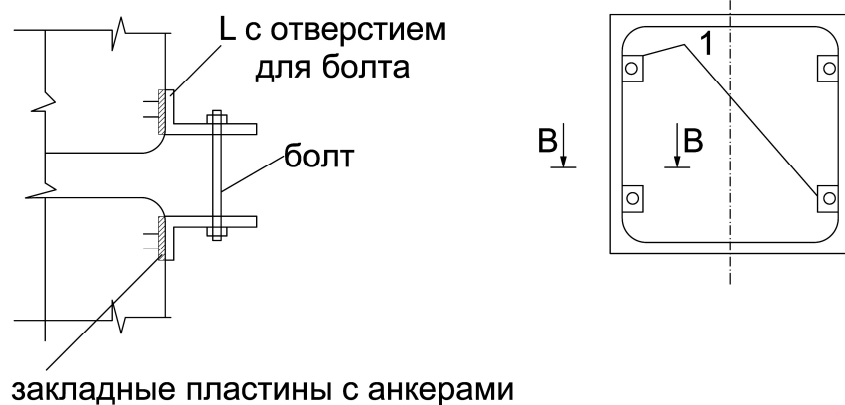
Основным недостатком таких конструкций является большая протяженность продольных швов.

Применяются цельносекционные пешеходные тоннели, состоящие из отдельных пространственных элементов замкнутой конструкции. Их выполняют из железобетонных плит прямоугольного, сводчатого или кругового очертания длиной 1,5÷3 м.

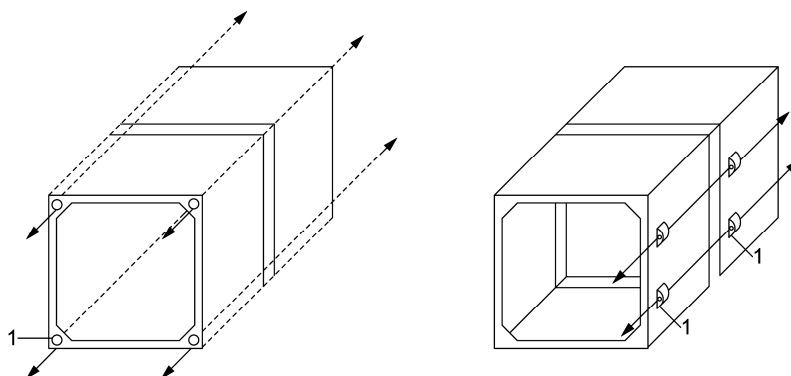


Эти конструкции имеют заводскую гидроизоляцию, на месте работ производится только герметизация стыков между секциями. Длина секции ограничивается массой элемента (ограничивается грузоподъемностью транспортного и монтажного оборудования).

Отдельные секции тоннелей стыкуют между собой при помощи сварки арматурных выпусков, скрепляемых на болтах закладных деталей в пазах по торцам блоков.



Стыки со сваркой выпусков арматуры, а также стыки на болтах необходимо омоноличивать, это трудоемко. Более технологичными являются стыки, позволяющие стягивать секции стальными стержнями, пропущенными через отверстия в секциях. Тяжи располагают по углам секции (чтобы наименьшим образом ослаблять конструкцию отверстиями). Иногда на наружной поверхности устраивают консольные выступы с отверстиями (при этом конструкция не ослабляется, но сложнее изготовление и гидроизоляция элементов).

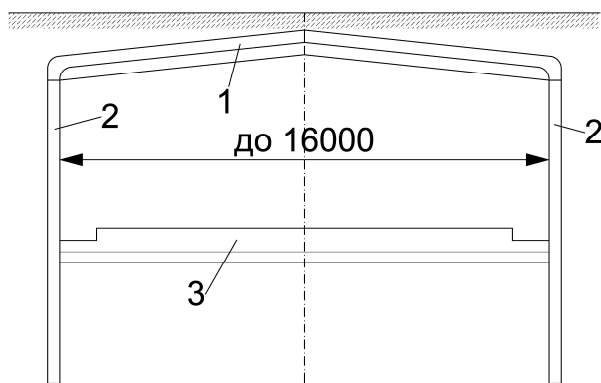


1 – отверстие для тяжей

Преимущества тоннелей, выполненных из цельных секций: повышенная трещиностойкость; водонепроницаемость; сокращение расхода бетона и стали; упрощение устройства гидроизоляции; снижение трудоемкости строительства.

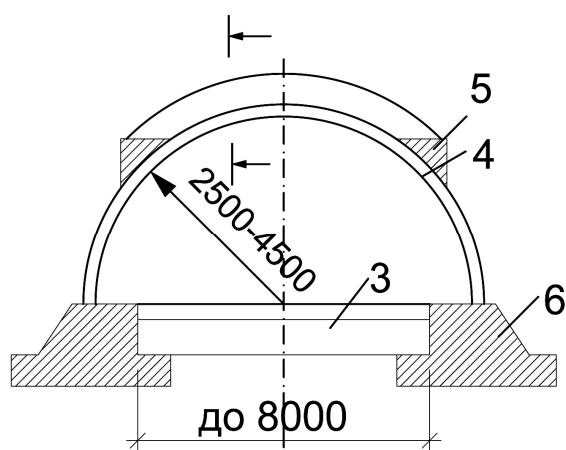
Конструкции пешеходных тоннелей могут быть выполнены из стальных элементов. Стальной шпунт используется в качестве постоянной конструкции стен, на него опирают готовые элементы двускатного профиля и сводчатого поперечного сечения, изготовленные из листовой стали.

Стыки между конструкциями сваривают. Ширина, пролет таких конструкций до 12÷16 м.



- 1 – элемент покрытия
- 2 – стальной шпунт
- 3 – лоток

При строительстве пешеходных тоннелей под насыпями используют конструкции замкнутого сводчатого очертания из гофрированных высокопрочных стальных звеньев. Собранные из отдельных листовых звеньев тоннеля пролетом 4-8 м и высотой 2,5÷5,5 м соединяют между собой внахлестку при помощи сварки или на болтах. Конструкции устанавливают на грунт или на подготовку. Для придания дополнительной жесткости устраивают сплошные рандбалки из монолитного или сборного железобетона. Их соединяют со звеньями обделки на болтах. Антикоррозионное покрытие.



- 3 – лоток
- 4 – гофрированные стальные звенья
- 5 – рандбалка
- 6 – фундамент

Нагрузки и расчет конструкций подземных сооружений

Все виды нагрузок делятся на:

- а) постоянные;
- б) временные.

Постоянные: собственный вес подземных конструкций; вес дорожно-го покрытия, давление грунта и воды, а также нагрузка от зданий и сооружений, расположенных над подземным сооружением и еще ряд некоторых нагрузок.

Временные: от транспортных средств, проезжающих над тоннелем и по нему, а также временный характер носят воздействия колебаний температуры, морозного пучения грунтов, сейсмические воздействия, ударные – возникающие в результате каких-либо аварийных ситуаций.

Возможны разные сочетания этих нагрузок. Выявляют наиболее невыгодные сочетания (основные и особые), при воздействии которых в конструкции возникнут наибольшие внутренние усилия.

Основные сочетания: постоянные нагрузки + временные воздействия от транспортных средств + временные строительные и эксплуатационные нагрузки.

Особые сочетания: состоят из некоторых постоянных и временные нагрузок основного сочетания.

Расчет производится на основные сочетания нагрузок, а на особые выполняют проверку.

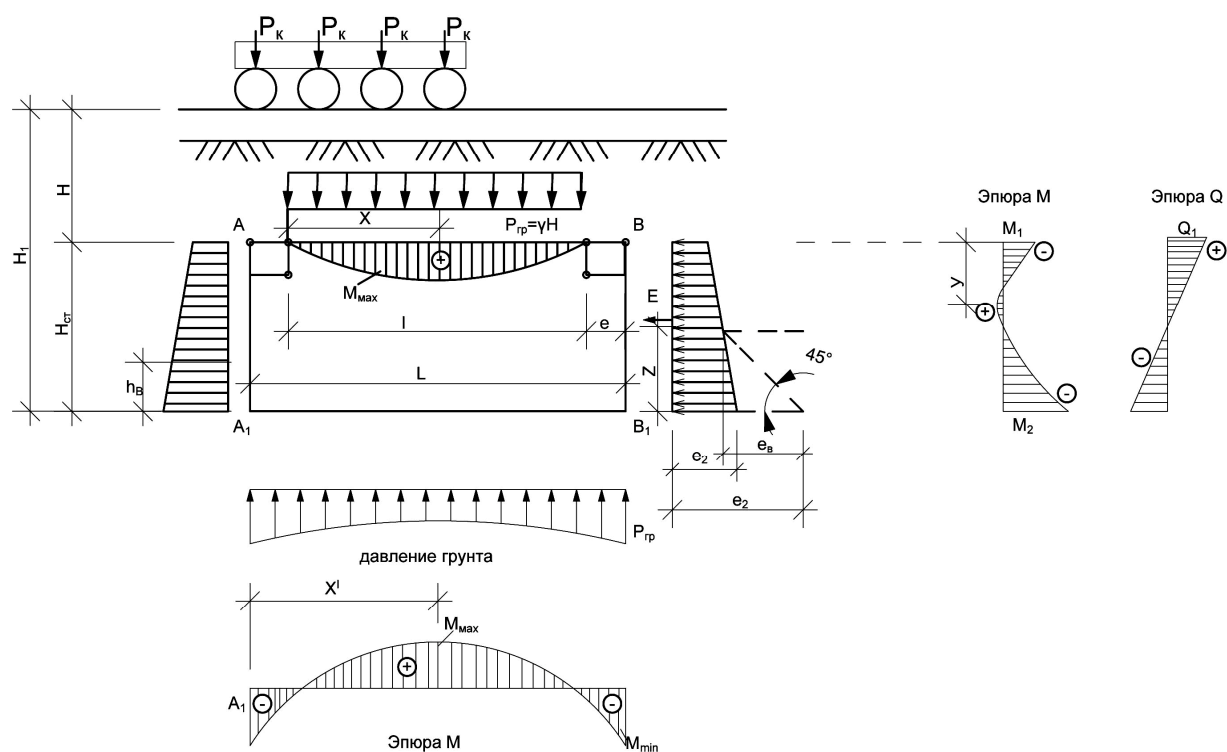
Расчет конструкций тоннелей (общая схема расчета)

Городские пешеходные и транспортные тоннели относятся к тоннелям мелкого заложения, что и определяет выбор основных несущих конструкций (в виде боковых стен с панельным заполнением, плоского ребристого или плитного перекрытия и плит фундамента). Эти конструкции могут быть и сборными и сборно-монолитными, что определяет, влияет на их расчетные схемы.

Если конструкция сборная с последующим омоноличиванием (а это бывает чаще всего), то в поперечном направлении образуется рамная система.

Отдельные конструктивные элементы рамы (поперечника тоннеля) в расчетах могут рассматриваться как балочные элементы или как элементы с жесткими опорами. А это определяется жесткостью узлов.

Схема 1. Рамная схема с шарнирным креплением элементов перекрытия.
 P_k – давление на одну ось колеса



Рама по этой схеме имеет жесткие узлы сопряжения стенок с лотком и шарнирные с перекрытием. Ее рассчитывают отдельно на каждый вид нагрузки.

Схема 2. Шарнирная схема с жесткой заделкой стенки в фундамент

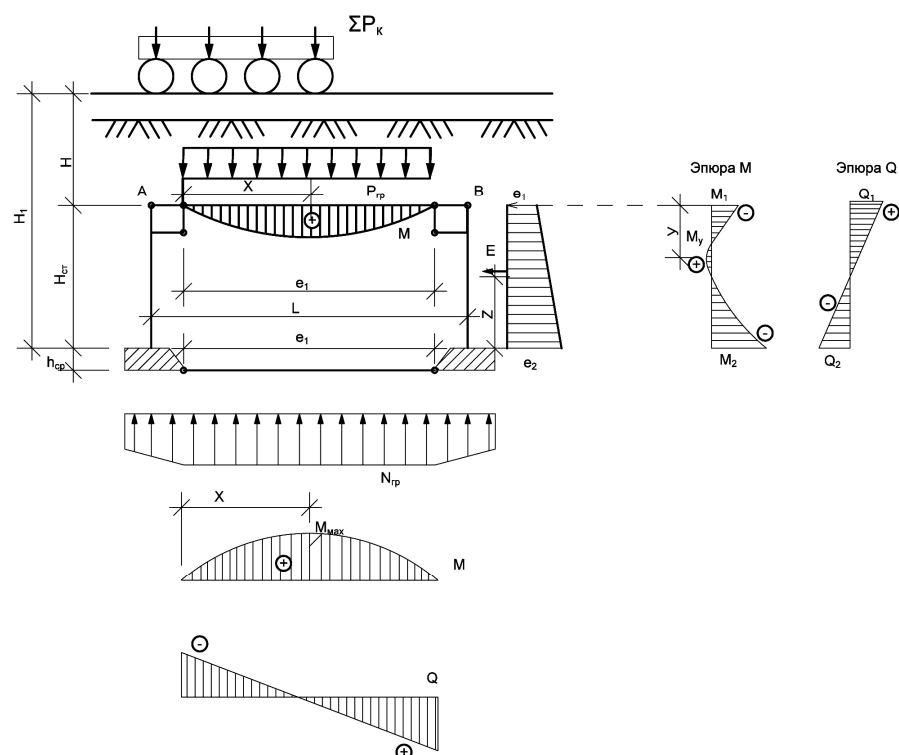
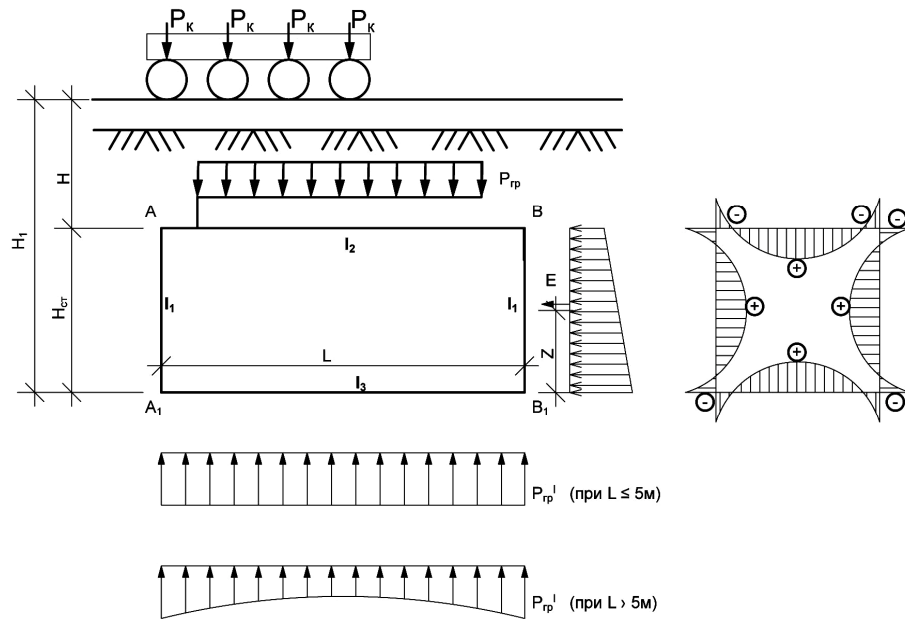


Схема 3. Рамная замкнутая схема с жесткими узлами



Элементы перекрытия в этом случае являются балочными. Расчетные значения изгибающих моментов (M) и поперечных сил (Q) определяются по формулам:

$$M = \frac{P_{2p} l_1^2}{8}; \quad Q = \frac{P_{2p} l_1}{2},$$

а с учетом автомобильной нагрузки – P_k , приведенной к эквивалентной равномерно распределенной $P_{кэкв}$ по формулам

$$M = \frac{(P_{2p} + P_{кэкв}) l_1^2}{8};$$

$$Q = \frac{(P_{2p} + P_{кэкв}) l_1}{2},$$

где $P_{2p} = \gamma H$, а $P_{кэкв} = \frac{\sum P_k}{\gamma F}$ (F – площадь распределения нагрузки).

Расчет вертикальных стенок тоннелей

Могут иметь место следующие случаи:

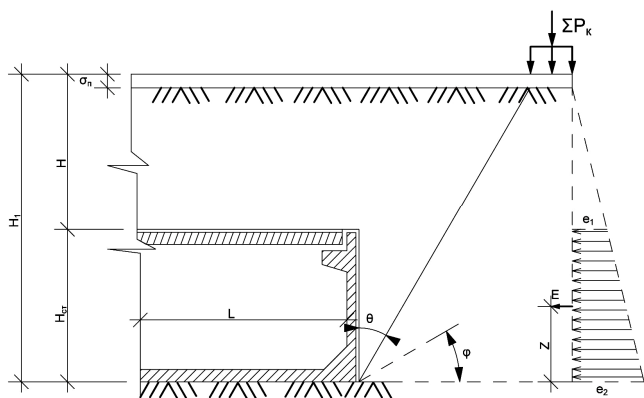
1) временная нагрузка расположена вне призмы обрушения. Давление грунта в уровне подошвы тоннеля

$$e_2 = \gamma H_1 \tan^2(45^\circ - \frac{\varphi}{2});$$

$$H_1 = H_{cm} + H.$$

$$e_1 = \gamma H \tan^2(45^\circ - \frac{\varphi}{2});$$

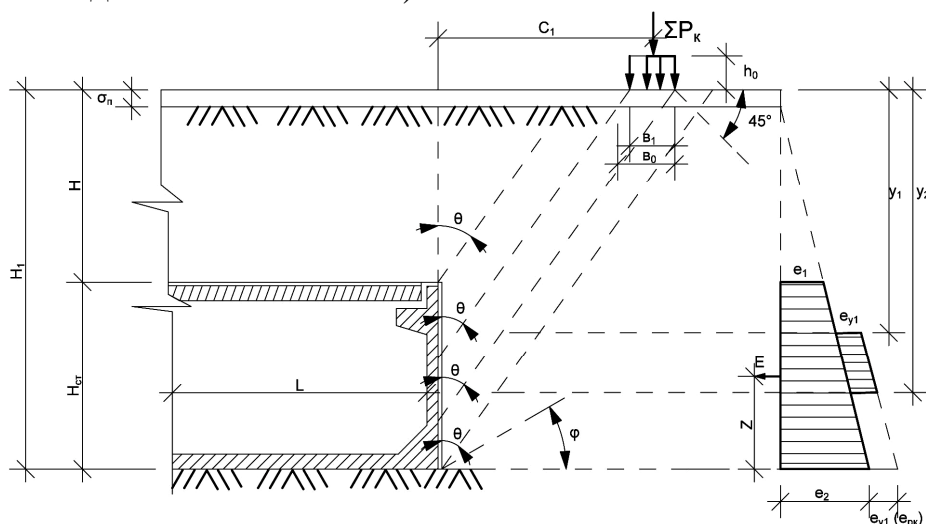
$$E = \frac{1}{2} \gamma H_1^2 \tan^2(45^\circ - \frac{\varphi}{2}).$$



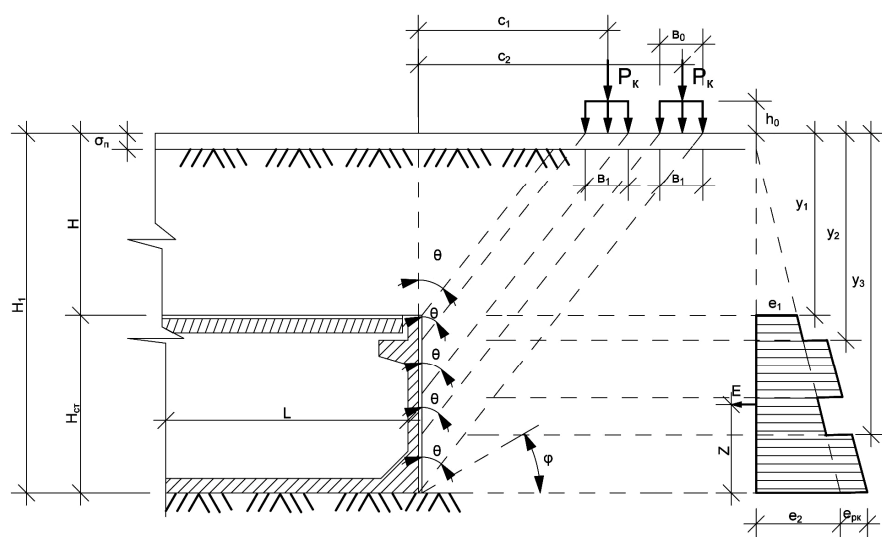
Плечо (Z) давления E относительно низа стенки

$$Z = \frac{H_{cm}}{3} \left(\frac{2e_1 + e_2}{e_1 + e_2} \right).$$

2) временная нагрузка расположена на призме обрушения (на призме расположена одна ось автомобиля)



3) на призме обрушения расположены две и более осей автомобиля (наихудший случай)



$$q_k = \frac{\sum P_k}{F_{II}},$$

$$F = sb_1,$$

$$h_0 = \frac{q_k}{\gamma},$$

где P_k – давление на одну ось колеса ($H = 30$, $P_k = 12$ т (120 кН)); s – расстояние между наружными гранями ободов колес;

h_0 – приведенная высота равномерно распределенной эквивалентной нагрузки на участке b_1 ; γ – удельный вес грунта.

$$e_2 = \gamma H_1 \mu'; \quad \mu' = \frac{\operatorname{tg} \theta}{\operatorname{tg}(\theta + \varphi)}; \quad e = \gamma H \mu;$$

$$e_p = \gamma_0 \mu'; \quad Z = S_u / F,$$

где e_p – напряжение в грунте от эквивалентной нагрузки; S_u – статический момент площадки эпюры относительно нижней оси.

Обычно в расчетах трением грунта о стенку пренебрегают (в запас прочности). Однако, при больших нагрузках и малых углах $\theta (\leq 25^\circ)$ – учитывают трение земли по стенке.

Учет сил трения производится путем уменьшения временной нагрузки за счет умножения на коэффициент ε_m (зависит от угла призмы θ обрушения, для среднего угла внутреннего трения $\varphi = 35^\circ$ ($\varepsilon_m - 1 \div 0,652$)).

Из схем видно, что стенка нагружена трапециевидной нагрузкой с ординатами e_1 и e_2 и полосовой временной нагрузкой с ординатой e_p , расположенной в пролете с эпюрой давлений. Определение расчетных значений изгибающих моментов M и поперечных сил Q для такого элемента производится отдельно для каждого вида загрузений:

- 1) для равномерно распределенной нагрузки с ординатой e_1 ;
- 2) для треугольной нагрузки с ординатой $(e_2 - e_1)$ и потом для нагрузок e_p .

Расчетные величины M и Q получаются путем суммирования всех полученных значений.

Определение давления со стороны подошвы тоннеля

Подошва тоннеля испытывает давление снизу вверх от выпирания слабых грунтов под действием нагрузки вертикальных стенок, вследствие разбухания глинистых пород и напора грунтовых вод при их горизонте выше подошвы.

Собственный вес бетонного и железобетонного покрытия + стены и днище тоннеля обычно полностью компенсируют указанное давление.

Расчет давления грунта на подошву производится с учетом активного и пассивного давления грунта, развивающегося в угловых зонах тоннеля. В уровне подошвы тоннеля давление грунта от слоя засыпки и временных автомобильных нагрузок характеризуется величинами AB и A_1B_1 . Под влиянием этой нагрузки с внешней стороны плоскостей AC и A_1C_1 образуются призмы активного давления ABC и $A_1B_1C_1$, а с внутренней стороны – призмы пассивного сопротивления ACD и $A_1C_1D_1$. Высота призм X_0 определяется углом плоскости обрушения ($\theta = 45^\circ + \varphi/2$), проведенной из точки В и отвечает уровню, на котором активное и пассивное давление в плоскости AC и A_1C_1 будет равно:

$$(H + b + h_0 + x_0) \cdot \gamma \cdot \operatorname{tg}^2(45^\circ - \varphi/2) = x_0 \gamma \operatorname{tg}^2(45^\circ + \varphi/2) \Rightarrow$$

$$x_0 = \frac{(H + B + h_0) \operatorname{tg}^2(45^\circ - \varphi/2)}{\operatorname{tg}^2(45^\circ + \varphi/2) - \operatorname{tg}^2(45^\circ - \varphi/2)}.$$

На плоскости AC и A_1C_1 действуют эпюры активного и пассивного бокового давления грунта. Для того, чтобы произошел сдвиг призм ACD и $A_1C_1D_1$ необходимо, чтобы $E_{акт}$ было больше $E_{пас}$. Если $E_{пас} > E_{акт}$, выпирания грунта по подошве тоннеля не будет.

Если $E_{акт} > E_{пас}$ находят разницу этих давлений E_p и определяют силы, действующие на подошву по вертикали (снизу вверх)

$$E_p = E_{акт} - E_{пас}.$$

По площадкам сдвига CD и C_1D_1 действуют сдвигающие (касательные) силы T и удерживающие (нормальные) силы S :

$$T = E_p \cos(45^\circ - \varphi/2)$$

$$S = E_p \sin(45^\circ - \varphi/2).$$

Суммарное касательное усилие по плоскости CD и C_1D_1 будет меньше сил T на величину сил трения грунта о грунт.

$$T_o = T - S \cdot \operatorname{tg} \varphi.$$

Проецируя силы T_o на вертикальную плоскость, получим давление грунта на подошву тоннеля:

$$N_o = 2T_o \sin(45^\circ - \varphi/2)$$

Интенсивность давления пород снизу вверх по верхней поверхности призмы выпирания

$$q_{zp}^B = \frac{N_o}{y} = \frac{T_o \sin(45^\circ - \varphi/2)}{x_o \operatorname{tg}(45^\circ + \varphi/2)}$$

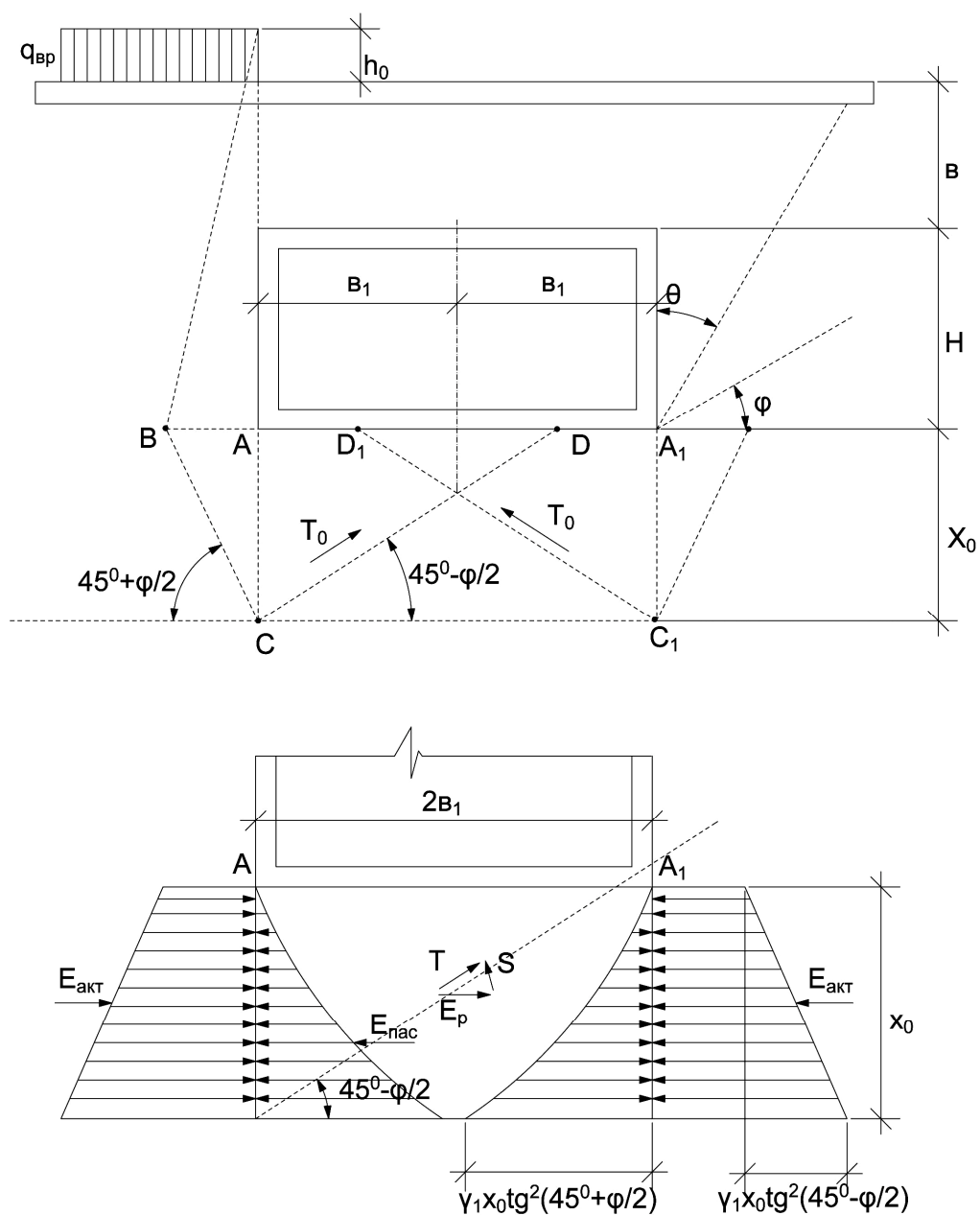


Рис. 31 – Расчетная схема к определению давления со стороны подошвы тоннеля

Список рекомендуемых источников

1. Руководство по проектированию подпорных стен и стен подвалов для промышленного и гражданского строительства. – М.: Стройиздат, 1984. – 118 с.
2. Основания, фундаменты и подземные сооружения: Справочник проектировщика, – М.: Стройиздат, 1985.
3. Клейн Г. К., Черкесов И. И. Фундаменты городских транспортных сооружений.. – М.: Транспорт, 1985. – 224 с.
4. Емельянов Л. М. Расчет подпорных сооружений мелкого заложения. – М.: МГМИ, 1980. – 105 с.
5. Будин А. Я. Тонкие подпорные стенки. – Л.: Стройиздат, 1974. – 191 с.
6. В. М. Бондаренко, А. И. Судницын. Расчет строительных конструкций. Железобетонные и каменные конструкции. – М.: Высшая школа, 1984.
7. Методические указания к выполнению практических занятий, расчетно-графической и самостоятельной работ по дисциплине «Основания, фундаменты и спецфундаменты» (для студентов 4 курса дневной и 4 курса заочной форм обучения направления подготовки 6.060101 – «Строительство», специальности ПГС) / Сост.: А. Г. Рудь, М. Ф. Бронжаев, Т. В. Мишурова – Х: ХНАГХ, 2012. – 35 с.
8. ДБН В.2.1-10-2009 Основания и фундаменты сооружений. – К. 86с.
9. СНиП 2.02.05-87 «Фундаменты машин с динамическими нагрузками».

Навчальне видання

БРОНЖАЄВ Михайло Федорович

Конспект лекцій
з дисципліни

«ПІДВАЛИНИ, ФУНДАМЕНТИ ТА СПЕЦФУНДАМЕНТИ»

*(для студентів 4-х курсів денної та заочної форм навчання
напрямку підготовки 6.060101 – «Будівництво»)*

(Рос. мовою)

Відповідальний за випуск: *О. Г. Рудь*

За авторською редакцією

Комп'ютерне верстання: *І. В. Волосожарова*

План 2012, поз. 8Л

Підп. до друку 16.12.2013
Друк на різнографі.
Зам. №

Формат 60×84/16
Ум. друк. арк. 4,2
Тираж 50 пр.

Видавець і виготовлювач:

Харківський національний університет
міського господарства імені О. М. Бекетова,
вул. Революції, 12, Харків, 61002

Електронна адреса: rectorat@kname.edu.ua

Свідоцтво суб'єкта видавничої справи:

ДК № 4064 від 12.05.2011 р.